



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil  
2011

**Janete Conceição Silva** **RESISTÊNCIA AO CORTE EM FENDAS INDUZIDAS**  
**Machado** **EM PAVIMENTOS RÍGIDOS**



**Janete Conceição Silva Machado** **RESISTÊNCIA AO CORTE EM FENDAS INDUZIDAS  
EM PAVIMENTOS RÍGIDOS**

Dissertação apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e do Doutor Paulo Barreto Cachim, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Aos meus pais

## **o júri**

presidente

**Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa**

Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina**

Professor Auxiliar do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta**

Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim,**

Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

## **agradecimentos**

desde já agradeço a todas as pessoas que, de forma directa ou indirecta, contribuíram para a concretização deste trabalho, em especial:

aos professores Agostinho Benta e Paulo Cachim pela dedicação, pelo apoio e pelo tempo dispendido no auxílio à realização desta dissertação.

aos meus pais, José e Madalena, pelo apoio ao longo destes anos e pelo sacrifício feito para que o meu sonho pudesse ser realizado. Sem eles isso não era possível.

aos meus padrinhos, António e Margarida, que me apoiaram nas horas mais difíceis.

ao Luís Silva pelo apoio e ajuda prestada.

a todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro por terem feito parte integrante da minha vida académica e pessoal.

à BetãoLiz e aos seus colaboradores pela disponibilidade do espaço e do auxílio na elaboração dos provetes.

ao Sérgio Tomaz da Transalvisil pelo apoio prestado ao trabalho.

ao Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro e aos seus colaboradores pela disponibilidade e apoio prestados na realização dos ensaios laboratoriais e ao João Branco da Geosonda pela disponibilidade e pelo auxílio com o equipamento utilizado no departamento supra referido.

a todos os que fizeram parte do meu percurso académico e que, de certa forma, influenciaram a minha vida nesta jornada.

## **palavras-chave**

pavimento rodoviário, pavimento rígido, resistência ao corte, fenda, aggregate interlock.

## **resumo**

Os pavimentos rígidos surgiram, pela primeira vez, em Inglaterra e pouco mais de 20 anos depois, nos Estados Unidos da América. Este tipo de pavimento ainda é muito pouco utilizado em Portugal. Apesar de apresentar muitas vantagens sobre os pavimentos semi-rígidos e flexíveis ainda há uma certa desconfiança na sua utilização. Para desmistificar a ideia errada, que ainda existe em Portugal, de que a utilização de pavimentos rígidos é quase sempre desvantajosa, este trabalho tem como objectivo melhorar o conhecimento sobre o funcionamento dos mesmos e caracterizar a resistência ao corte em fendas em pavimentos rígidos.

Dado que o aparecimento de fissuras pode condicionar a utilização de um pavimento rígido, é importante caracterizar como é que essa fissura se comporta perante a acção do tráfego e quais as deformações que dela advêm. No que toca à parte experimental, foram elaborados e ensaiados ao corte provetes de dois tipos de betão. Partindo-se destes resultados tornou-se importante modelar o comportamento de uma fissura num pavimento rígido. Na modelação da fissura foram tidos em conta os parâmetros obtidos na parte experimental.

Com a presente dissertação é possível compreender melhor o comportamento das fissuras nos pavimentos rígidos.

**keywords**

road pavement, rigid pavement, shear strength, crack, aggregate interlock.

**abstract**

Rigid pavements emerged, first in England and just over 20 years later, in the United States of America. This type of pavements is still rarely used in Portugal. Despite presenting many advantages over semi-rigid and flexible pavements there is still some mistrust in their use. To try to demystify this misconception about using rigid pavements in Portugal, this work aims to improve the knowledge about their behavior and characterize the shear resistance in cracks in rigid pavements. Because the appearance of cracks may constrain the use of a rigid pavement, it is important to characterize how this crack behaves in face of traffic loads and which deformations derive from it. Regarding the experimental part, two types of concrete were produced and tested for shear resistance. These results were afterwards used to model the behavior of a crack in a rigid pavement. With this thesis a better understanding of the behavior of cracks in rigid pavements was possible.





# Índice

Introdução.....	1
1. Pavimentos Rodoviários .....	5
1.1. Pavimentos Flexíveis .....	5
1.2. Pavimentos Semi-rígidos .....	6
1.3. Pavimentos Rígidos .....	7
1.3.1. Tipos de pavimentos rígidos.....	8
1.3.2. Principais características dos pavimentos rígidos .....	10
1.3.3. Principais degradações.....	11
1.4. Juntas em Pavimentos Rodoviários Rígidos .....	15
1.4.1. Tipos de juntas.....	15
1.4.2. Ligação entre painéis de laje .....	17
1.4.3. Principais características da transferência de cargas nas juntas .....	19
1.4.4. Principais características das juntas .....	20
1.5. Aggregate Interlock .....	21
1.5.1. Principais características .....	22
1.5.2. Comportamento do pavimento / elemento de laje .....	24
1.6. Modelação Numérica.....	28
2. Ensaaios Laboratoriais .....	31
2.1. Ensaio de Compressão Diametral.....	31
2.2. Ensaio de Compressão Simples.....	33
2.3. Resistência ao Corte e Deslizamento de Diáclases .....	34
2.3.1. Ensaio triaxial .....	35
2.3.2. Ensaio de resistência à flexão .....	35
2.3.3. Ensaio de corte directo .....	36
3. Trabalhos Laboratoriais.....	41
3.1. Elaboração dos Provetes .....	41
3.2. Determinação da Classe de Resistência do Betão Produzido .....	42
3.3. Preparação dos Provetes 20x20x15 para o Ensaio ao Corte .....	43
3.4. Ensaio de Corte .....	44
4. Resultados e Discussão.....	47
4.1. Classe de Resistência do Betão .....	47

4.2.	Ensaio Brasileiro .....	48
4.3.	Ensaio de Corte .....	49
4.3.1.	Resultados e tratamento de dados.....	50
4.3.2.	Relações entre os resultados obtidos – Betão C45/55 .....	52
4.3.3.	Relações entre os resultados obtidos – Betão C20/25 .....	53
4.3.4.	Discussão.....	55
5.	Modelação Numérica e Resultados .....	59
5.1.	Resultados da Modelação Numérica .....	61
5.2.	Relação entre os Resultados Obtidos para a Modelação dos Betões.....	65
5.3.	Aplicação da Envolvente de Rotura de Mohr-Coulomb à Modelação Numérica....	67
6.	Conclusões .....	71
	Referências Bibliográficas .....	73
	Anexos.....	I
	Anexo 1 – Suggested Methods for Determining Shear Strength.....	III
	Anexo 2 – Estudos Relativos a Pavimentos Semi-Rígidos – Dimensionamento e Observação de Luís Manuel Trindade Quaresma .....	IX

# Índice de figuras

Figura 1.	Tipos de pavimentos rodoviários flexíveis (de base betuminosa e de base granular) (Baptista and Picado-Santos).....	6
Figura 2.	Esquema de um pavimento rígido .....	7
Figura 3.	Tipos de pavimentos rígidos (Branco, Pereira et al. 2005).....	8
Figura 4.	Perfil de um pavimento rígido em betão simples sem barras de transferência (Oliveira 2000) .....	9
Figura 5.	Perfil de um pavimento rígido em betão armado (Oliveira 2000).....	9
Figura 6.	Esquema do escalonamento na laje ( a ) dia; ( b ) noite. (Rheinheimer 2007) ....	11
Figura 7.	Bombagem de finos (LNEC and IST 2005).....	13
Figura 8.	Fendilhamento por fadiga ( a ) na base da laje de betão; ( b ) no topo da laje de betão. (LNEC and IST 2005).....	14
Figura 9.	Junta longitudinal com encaixe do tipo macho-fêmea (Oliveira 2000).....	16
Figura 10.	Tipos de juntas dos pavimentos rígidos (Branco, Pereira et al. 2005).....	18
Figura 11.	Junta transversal com passadores (Oliveira 2000).....	18
Figura 12.	Junta longitudinal serrada com ligadores (Oliveira 2000) .....	18
Figura 13.	Mecanismos de resposta à aplicação de uma carga ( a ) Sem transferência de carga; ( b ) Total transferência de carga. (Colim 2009) .....	19
Figura 14.	Efeito do imbricamento em juntas ou fissuras (Brink 2003) .....	22
Figura 15.	Modelo introduzido no SAP2000 (cotas em metros).....	29
Figura 16.	Esquema de carregamento e plano de rotura para o ensaio de compressão diametral (Brito 2006).....	32
Figura 17.	Equipamento de compressão do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.....	33
Figura 18.	Envolvente de rotura de Mohr para três ensaios de compressão triaxial com valores de $\sigma_3$ distintos e respectivos parâmetros de resistência (c e $\phi$ ) (Guerreiro 2000) .....	35
Figura 19.	Carregamento do provete e expressão de cálculo da resistência ao corte. (Guerreiro 2000) .....	36
Figura 20.	Relógio comparador analógico .....	38
Figura 21.	Procedimento do ensaio de deslizamento de diaclases e determinação dos parâmetros de resistência ao corte das diaclases (Guerreiro 2000) .....	38
Figura 22.	Comportamento das descontinuidades planares (Guerreiro 2000).....	39

Figura 23.	Pavimento rígido – esquema .....	39
Figura 24.	Nomenclatura utilizada em toda a tese .....	40
Figura 25.	Equipamento de compressão simples do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.....	42
Figura 26.	Aspecto final dos provetes 20x20x15 preparados para o ensaio de corte (dimensões em metros) .....	43
Figura 27.	Preparação do provete 20x20x15: ( a ) Colocação do Proвете; ( b ) Proвете fracturado	43
Figura 28.	Equipamento utilizado no ensaio de corte .....	44
Figura 29.	Pormenor do equipamento: ( a ) Aplicação das tensões; ( b ) e ( c ) Painéis de controlo de tensões.....	45
Figura 30.	Gráfico $\tau_{\text{CORRIGIDO}}$ vs $d_H$ e a equação que mostra o início do ensaio.....	51
Figura 31.	Gráfico Tensão de Corte vs Deformação Horizontal.....	51
Figura 32.	Envolvente de rotura Mohr-Coulomb C45/55.....	53
Figura 33.	Envolvente de rotura Mohr-Coulomb C20/25.....	55
Figura 34.	Pormenor do carregamento do pavimento na modelação numérica (cotas em metros)	59
Figura 35.	Esquema da fissura modelada (retirado do SAP2000) .....	60
Figura 36.	Pormenor a fissura modelada (retirado do SAP2000) .....	60
Figura 37.	Deformação Vertical vs Profundidade em ambas as faces .....	62
Figura 38.	Variação do diferencial da deformação vertical com a profundidade .....	62
Figura 39.	Representação gráfica da variação da tensão de corte ao longo das camadas que constituem o pavimento.....	63
Figura 40.	Tensão de Corte vs Profundidade (todos os provetes C20/25) .....	64
Figura 41.	Tensão de Corte vs Profundidade (C20/25) .....	64
Figura 42.	Relação Tensão de Corte vs Profundidade (gráficos sobrepostos) para: (a) C20/25; (b) C45/55 .....	65
Figura 43.	Relação Tensão de Corte vs Profundidade para: ( a ) C20/25; ( b ) C45/55; ( c ) os dois betões	66
Figura 44.	Variação da deformação vertical na camada de betão, para a tensão de confinamento $\sigma=0,044\text{MPa}$ .....	67
Figura 45.	Evolução da deformação vertical ao longo da camada de betão, com a variação da tensão de confinamento. ....	68

Figura 46.	Tensão de Corte vs Profundidade, segundo a envolvente de rotura, para: (a) C20/25; (b) C45/55 .....	68
( a )	( b ) .....	69
Figura 47.	Tensão de Corte vs Deslocamento com e sem lei da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb para: (a) C20/25; (b) C45/55 .....	69
Figura 48.	Tensão de Corte vs Deslocamento (valores médios) para: ( a ) C20/25; ( b ) C45/55; ( c ) os dois betões .....	70



## Índice de tabelas

Tabela 1.	Patologias mais frequentes em pavimentos rígidos .....	12
Tabela 2.	Valores máximos recomendados para o espaçamento entre juntas em pavimentos assentes em sub-bases não tratadas (Domingos 2007).....	17
Tabela 3.	Características do pavimento modelado .....	30
Tabela 4.	Betão C45/55 – Ensaio à compressão aos 14 dias.....	47
Tabela 5.	Betão C45/55 – Ensaio à compressão aos 28 dias.....	47
Tabela 6.	Betão C20/25 – Ensaio à compressão aos 28 dias.....	48
Tabela 7.	Classificação dos betões produzidos .....	48
Tabela 8.	Força necessária para fracturar os provetes ao meio e massa correspondente.....	49
Tabela 9.	Resumo da correcção de $\tau$ e de $\sigma_N$ .....	50
Tabela 10.	Valores de $\sigma_{N\text{CORRIGIDO}}$ e de $\tau_{\text{CORRIGIDO(pico)}}$ para todos os provetes .....	52
Tabela 11.	Valores médios (de pico) de $\sigma_{N\text{CORRIGIDO}}$ e respectivos valores de $\tau_{\text{CORRIGIDO}}$ ...	52
Tabela 12.	Valores de $\sigma_{N\text{CORRIGIDO}}$ e de $\tau_{\text{CORRIGIDO(pico)}}$ para todos os provetes .....	54
Tabela 13.	Valores médios (de pico) de $\sigma_{N\text{CORRIGIDO}}$ e respectivos valores de $\tau_{\text{CORRIGIDO}}$ ...	54
Tabela 14.	Resumo dos resultados da bibliografia (Quaresma 1992) .....	57
Tabela 15.	Resumo dos resultados obtidos na presente tese, para o betão C20/25 .....	57
Tabela 16.	Médias dos resultados obtidos na bibliografia e na presente dissertação .....	57
Tabela 17.	Resultados da modelação para um provete do betão C20/25.....	61





## **INTRODUÇÃO**

Os pavimentos rodoviários rígidos são soluções geralmente mais utilizadas para fazer face a tráfegos de elevada agressividade, como é o caso de estradas com elevado volume de pesados, aeroportos, aeródromos, heliportos, bases militares, terminais de carga, estações de camionagem, entre outros.

Dadas as solicitações e a sua estrutura, os pavimentos rígidos não deformam plasticamente, rompem por fissuras. Estas podem surgir da pressão exercida pelo rodado, pela expansão, contracção e geometria das lajes de betão.

Assim, é importante estudar as zonas fissuradas de forma a perceber como funcionam, se como junta, ou seja, as duas faces da laje estão totalmente separadas, ou se existe alguma resistência ao corte, sendo que, neste caso, as faces estão de certa forma ligadas.

Assim sendo, a presente tese tem como fim conhecer o funcionamento das fissuras dos pavimentos rígidos, quantificando, se possível, a resistência ao corte que nela possa existir.

## **Enquadramento**

A presente tese vem introduzir uma nova perspectiva na análise de fissuras de um pavimento rígido.

A informação que dela pode advir permite uma melhor avaliação do estado de conservação do pavimento rígido e melhorar a compreensão do processo de fissuração, possibilitando fazer uma intervenção de conservação e ou reabilitação mais adequada e económica.

## **Objectivo**

Pretende-se estudar a resistência ao corte de fissuras existentes em pavimentos rodoviários rígidos. Para isto serão efectuados provetes em betão que, depois de propositadamente fissurados, vão ser ensaiados ao corte, para diferentes estados de tensão normal.

## **Disposição do Trabalho**

No Capítulo 1 - Pavimentos Rodoviários, é feita uma introdução sobre os conceitos teóricos em que a presente dissertação se apoia, nomeadamente caracterização dos pavimentos rodoviários, juntas em pavimentos rodoviários rígidos e caracterização do embricamento nos mesmos.

No Capítulo 2 - Ensaios Laboratoriais, são descritos os ensaios laboratoriais utilizados na presente dissertação, nomeadamente o ensaio de compressão diametral, o ensaio de compressão simples e o ensaio de corte directo. Dentro dos ensaios de corte foram caracterizados outros dois mas de uma forma mais superficial.

No Capítulo 3 - Trabalhos Laboratoriais, foram descritos todos os trabalhos laboratoriais efectuados na presente dissertação. Os trabalhos descritos são a elaboração dos provetes, a determinação da sua classe de resistência, a preparação dos provetes para o ensaio de corte e o ensaio de corte.

No Capítulo 4 – Resultados e Discussão, apresentam-se todos os resultados obtidos no trabalho experimental. Neste capítulo são também tratados todos estes valores e são devidamente esquematizados. Faz também parte deste capítulo a análise e discussão de todos os resultados obtidos e tratados.

No Capítulo 5 - Modelação Numérica, é descrita a forma como foi modelado um pavimento rodoviário rígido aplicando os resultados obtidos da parte experimental. Neste capítulo são também apresentados os resultados dessa mesma modelação.

Por fim, no Capítulo 6 – Conclusões, são apresentadas as conclusões mais relevantes de todo o trabalho realizado na presente dissertação.



# **1. PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**

Um pavimento é uma estrutura, que deve assegurar a circulação de veículos com comodidade e segurança, durante a sua vida útil e para as acções que nela actuam.

Os vários tipos de pavimentos rodoviários diferem entre si na sua constituição e, por conseguinte, no seu modo de funcionamento.

No presente capítulo serão apresentados, resumidamente, os três tipos de pavimentos rodoviários mais frequentes: pavimentos flexíveis; pavimentos semi-rígidos; e pavimentos rígidos, sendo que será dada mais relevância aos pavimentos rodoviários rígidos.

## **1.1. Pavimentos Flexíveis**

Os pavimentos rodoviários flexíveis são os predominantes na rede rodoviária portuguesa. O mesmo acontece em quase todos os países da União Europeia. (Vale 2004)

A principal característica dos pavimentos flexíveis é apresentarem materiais betuminosos na constituição das suas camadas e estas estarem sob camadas de agregado

. Os materiais betuminosos proporcionam uma grande deformabilidade às camadas superiores. As camadas inferiores, deste tipo de pavimento, são constituídas por materiais granulares. Todas estas camadas assentam num maciço denominado fundação.

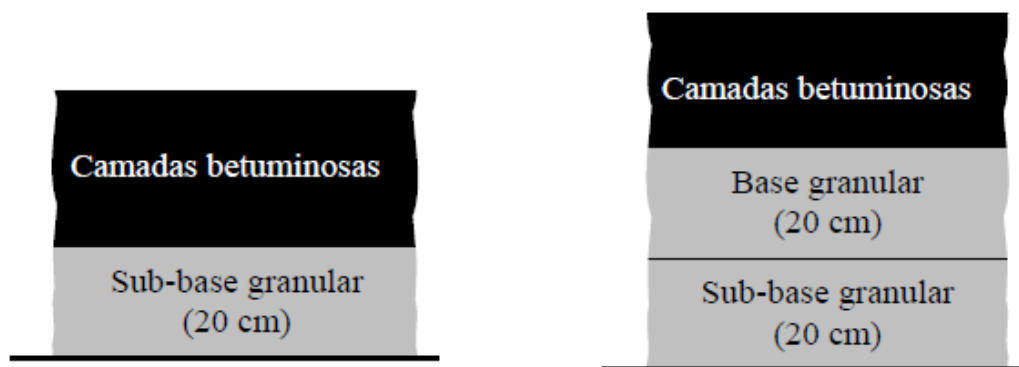


Figura 1. Tipos de pavimentos rodoviários flexíveis (de base betuminosa e de base granular) (Baptista and Picado-Santos)

Num pavimento flexível, as camadas superiores são de espessura reduzida e a sua constituição, por materiais betuminosos, conferes-lhe resistência à compressão e resistência à tracção. Fazem parte deste conjunto de camadas essencialmente três níveis, a camada de desgaste, a camada de regularização e a camada de base.

Já as camadas inferiores são realizadas por materiais não ligados, que são mecanicamente estabilizados. Estes materiais não apresentam resistência à tracção e surgem com maiores espessuras do que as camadas betuminosas. As camadas inferiores são materializadas por dois níveis, a camada de base e a camada de sub-base. (Minhoto 2005)

## 1.2. Pavimentos Semi-rígidos

Os pavimentos rodoviários semi-rígidos diferenciam-se dos restantes (pavimentos flexíveis e pavimentos rígidos) pela sua específica constituição.

A principal diferença entre os pavimentos semi-rígidos e os pavimentos flexíveis é a camada de base, uma vez que as camadas superiores são, também, betuminosas. A camada de base nestes pavimentos é concretizada por um material granular que é estabilizado por um ligante hidráulico (geralmente cimento Portland). Em geral, a camada de sub-base é estabilizada mecanicamente, ou seja, é constituída por um material granular de granulometria extensa.

Dependendo da espessura das camadas betuminosas estas vão ou não contribuir de forma significativa para comportamento do pavimento. No entanto, é a camada de base que ganha relevo uma vez que absorve todos os esforços que actuam no pavimento. Assim sendo, a fundação recebe, apenas, uma pequena parte dos esforços verticais aplicados. (Branco, Pereira et al. 2005)

### 1.3. Pavimentos Rígidos

Um pavimento rígido e, como o nome indica, tem um comportamento mais rígido que os restantes tipos de pavimentos. A sua constituição assemelha-se, ate certo ponto, à constituição de um pavimento semi-rígido, distinguindo-se deste por ter a camada de desgaste de betão hidráulico.

Assim, um pavimento rígido típico é constituído por uma camada superficial materializada em betão de cimento e por uma camada de sub-base granular. (Figura 2)

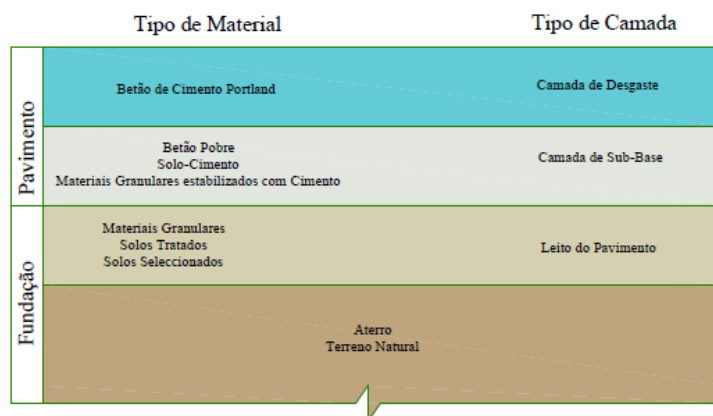


Figura 2. Esquema de um pavimento rígido

A camada superficial suporta todas as acções a que o pavimento é sujeito e é de um material de rigidez muito superior ao das camadas subjacentes.

A camada de sub-base pode ser estabilizada com ligante hidráulico se as condições de tráfego assim o exigirem.

Neste tipo de pavimento as funções de desgaste e de base são desempenhadas pela camada em betão. O facto de os pavimentos rígidos apresentarem elevada resistência, proveniente da elevada resistência à flexão do betão de cimento faz com que as mais fortes solicitações, tais como condições severas de tráfego pesado intenso e lento e elevadas temperaturas não lhes provoquem deformações acentuadas. (Branco, Pereira et al. 2005; Müller 2005)

### 1.3.1. Tipos de pavimentos rígidos

A camada superficial de um pavimento rígido pode ser constituída por betão simples, betão armado, betão armado e pré-esforçado, betão com fibras, betão armado contínuo ou por elementos pré-fabricados e pode apoiar-se no solo de fundação, numa sub-base ou em pavimentos antigos. (Oliveira 2000) (Ver Figura 3)

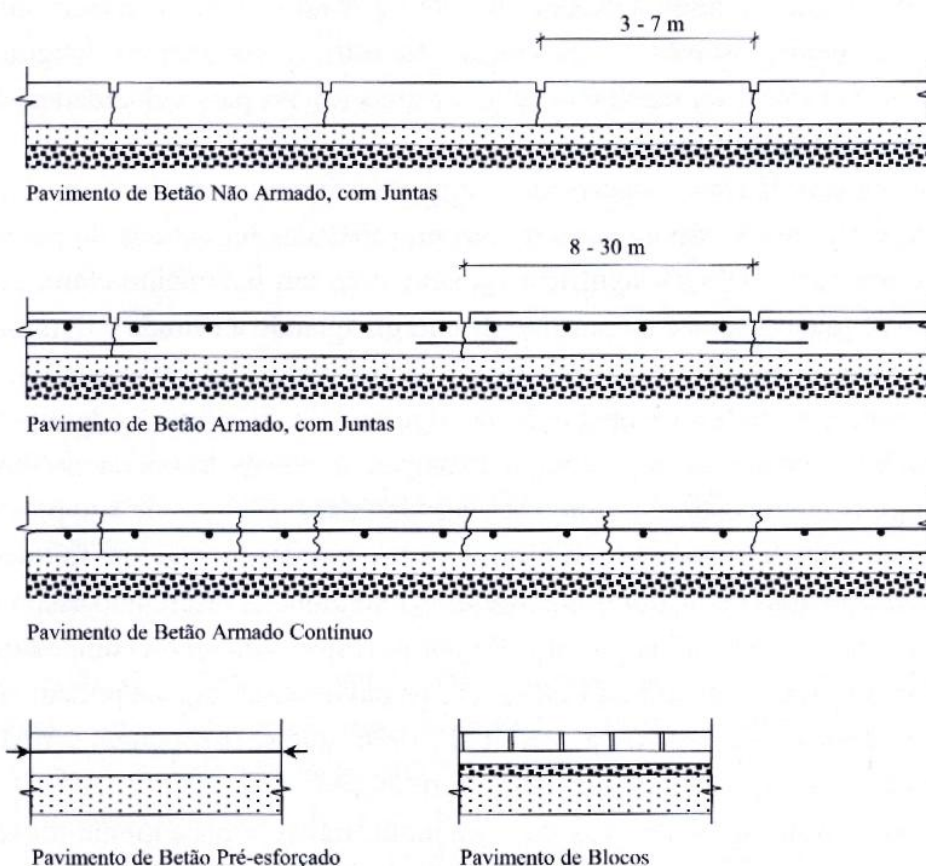


Figura 3. Tipos de pavimentos rígidos (Branco, Pereira et al. 2005)



De seguida caracterizam-se os tipos de pavimentos rígidos mais usuais(Oliveira 2000; Branco, Pereira et al. 2005):

#### ✕ Pavimentos rígidos em betão simples

O pavimento é em betão de cimento Portland, assente numa fundação, em que os esforços de compressão e tracção são suportados somente pelo betão.

Este tipo de pavimentos pode possuir ou não barras de transferência de cargas. O facto de possuir barras de transferência não descaracteriza o pavimento como sendo simples. Por vezes é utilizada uma armadura nas placas isoladas que, sendo exigidas em projecto, combatem a fissuração por retracção ou devida à geometria irregular da placa. (Figura 4)

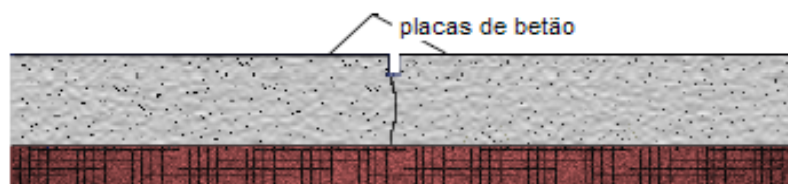


Figura 4. Perfil de um pavimento rígido em betão simples sem barras de transferência (Oliveira 2000)

#### ✕ Pavimentos rígidos em betão armado

Este tipo de pavimentos possui uma armadura distribuída em toda a sua extensão com o intuito de ligar as faces das fissuras. A distância entre a armadura e a face superior é de cerca de  $1/3$  da espessura da placa. Neste caso o aço tem como função controlar a fissuração e permite aumentar a distância entre juntas. (Figura 5)

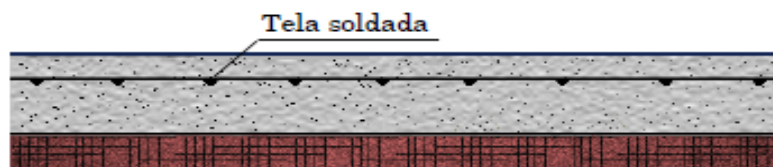


Figura 5. Perfil de um pavimento rígido em betão armado (Oliveira 2000)

Quanto ao tipo e à quantidade de armadura os pavimentos rígidos são:

- ✗ Não armados – o imbricamento dos agregados através das faces das fendas permite a transferência de cargas na junta; só são exequíveis se o espaçamento entre juntas for pequeno.
- ✗ Armados – as barras de aço asseguram a transferência de cargas.
- ✗ Armados contínuos – nestes o número de juntas transversais é reduzido ou até inexistente; longitudinalmente possuem grandes quantidades de armadura, desenvolvendo-se fendas transversais pouco espaçadas; existe, nas fendas, um elevado grau de transmissão de esforços devido à presença de aço.
- ✗ Pré-esforçados – são realizados recorrendo a técnicas de pré-esforço.

Teoricamente, os pavimentos rígidos pré-esforçados apresentam vantagens sobre os anteriores pois evitam a rotura por flexão. Na prática, surgem condicionalismos como a dificuldade de execução e de manutenção ao longo do tempo. Para grandes extensões de pavimento a construir é necessária uma certa regularidade da superfície de rolamento mas, este tipo de pavimento não o permite. Assim, este tipo de solução tem uma utilização limitada. (Almeida 1986)

### 1.3.2. Principais características dos pavimentos rígidos

Os pavimentos rígidos são adequados a vias de tráfego intenso, como é o caso das auto-estradas e pistas de aviação. São também indicados para parques de estacionamento, em especial para veículos pesados, dada a sua capacidade de distribuição de cargas, resistência ao punçoamento, resistência aos esforços horizontais e à acção dos hidrocarbonetos. Tem um bom desempenho quando aplicados em postos de abastecimento e instalações fabris e, em geral, os pavimentos rígidos trabalham bem à tracção. Os encargos de manutenção são baixos.

Os factores climáticos, temperatura, humidade e gelo, condicionam, também, o comportamento dos pavimentos rígidos. (Pereira 1971; Almeida 1986)

Com o aumento da temperatura e a diminuição da humidade relativa do ar, o betão sofre retracção, e com ela vêm associadas as fissuras de retracção. As grandes dimensões das lajes de betão bem como as características do próprio material também influem na retracção das placas de betão. A variação da temperatura pode provocar, também, a variação do volume do betão, sendo que estas são directamente proporcionais. Com esta variação ocorre fissuração do betão se as tensões geradas pela dilatação forem superiores às tensões resistentes do betão. Com a diminuição da temperatura no betão ocorre a contracção das lajes, estando associada a esta contracção o aparecimento de esforços de compressão. O aumento da temperatura vai provocar a manifestação de esforços de tracção no betão. Das variações da temperatura ao longo do dia surgem efeitos diferenciais de dilatação e compressão térmica nas placas de betão. Durante o dia e com a acção do calor, as lajes de betão aquecem à superfície mantendo-se uma temperatura inferior na base da laje. Este diferencial de temperaturas vai provocar uma movimentação das lajes de betão e como o seu peso próprio vai contrariar este movimento, vão surgir esforços de tracção na face inferior e esforços de compressão na face superior da laje. De noite ocorre exactamente o oposto, surgindo daí um gradiente de temperaturas provocando o empenamento da laje. (Figura 6) (Rheinheimer 2007)

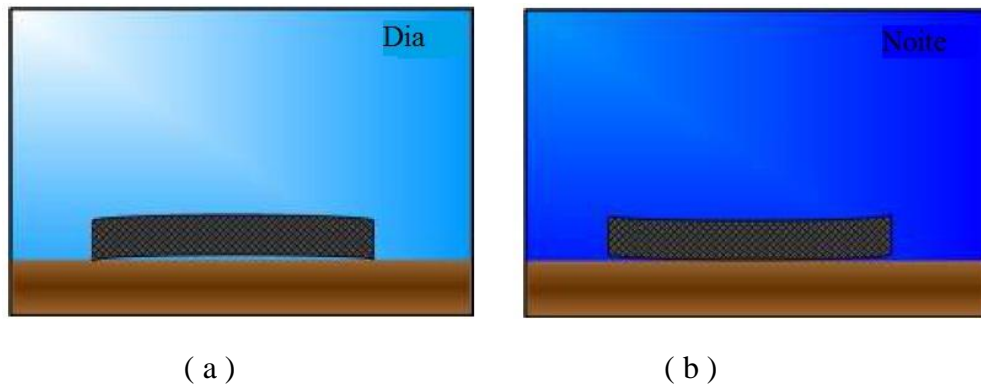


Figura 6. Esquema do escalonamento na laje ( a ) dia; ( b ) noite. (Rheinheimer 2007)

### 1.3.3. Principais degradações

Os pavimentos rodoviários rígidos apresentam degradações diferentes das manifestadas nos pavimentos rodoviários flexíveis.

As anomalias mais comuns nos pavimentos rígidos surgem associadas a incorrecções na execução e nos materiais aplicados, bem como da falta de manutenção adequada do pavimento. Este tipo de anomalia tem tendência a degradar-se com o passar do tempo e com a acção do tráfego e das condições climáticas. (Reis 2009)

As degradações mais frequentes nos pavimentos rígidos estão resumidas na Tabela 1. Na mesma tabela são apresentadas, sinteticamente, as principais características de cada degradação.

Tabela 1. Patologias mais frequentes em pavimentos rígidos

Patologia	Caracterização
Bombagem de finos	Saída de partículas sólidas por fissuras
Defeito localizado	Ex: degradação uniforme de toda a laje de betão
Escalonamento	Diferenciais de deslocamentos verticais
Deformação permanente	Tensões excessivas na laje
Deficiência na selagem da junta	Acumulação de material incompressível na junta
Fissuras Lineares	Desenvolvem-se ao longo de toda a altura da laje de betão
Fissuras Superficiais	Desenvolvem-se na superfície da laje de betão
Fissuras de retracção do betão	Pouco profundas e de abertura pequena

As degradações sintetizadas vão ser agora caracterizadas de uma forma mais profunda.

#### Bombagem de finos

Esta degradação ocorre quando os bordos das lajes são solicitados por grandes cargas. Esta solicitação origina a fissuração da laje de betão e, por conseguinte, a infiltração de águas (da chuva) para o interior do pavimento. Esta água vai sair aquando da solicitação do pavimento a grandes tensões e com ela saem também partículas sólidas que originam a erosão do interior do pavimento (fundação). Assim, são formadas zonas de vazio sob as placas de betão, fazendo com que estas trabalhem como consolas levando, assim, um aumento das tensões. (ver Figura 7)

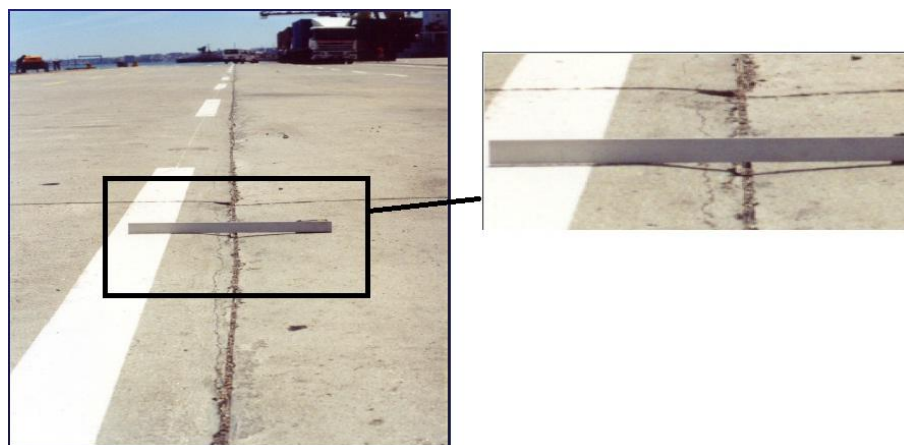


Figura 7. Bombagem de finos (LNEC and IST 2005)

#### Defeito localizado

Os defeitos localizados surgem nas lajes de betão devido a causas específicas, tais como a degradação uniforme de toda a laje de betão. Estes defeitos devem-se a deficiências no projecto ou à fadiga do betão perto do final da vida sua útil. (Figura 8)

#### Escalonamento das lajes

O escalonamento não é mais do que deslocamentos verticais que ocorrem, na zona da junta, entre duas lajes de betão adjacentes.

#### Deformação permanente

Esta degradação é caracterizada pelas elevadas tensões nas camadas do pavimento e pela fluência do betão. A origem destas deformações está na deformação permanente da fundação devido à má compactação, drenagem deficiente, dilatação térmica ou excessivas solicitações. Apesar de poder ocorrer é muitíssimo mais reduzida que a que se verifica em pavimentos flexíveis.

#### Deficiência na selagem da junta

Esta anomalia surge associada a uma falha no material selante que possibilita a infiltração de água ou a acumulação de material incompressível na junta. As deficiências do material podem ser a rotura por compressão ou tracção, desenvolvimento de vegetação e a perda de adesão às placas de betão.

### Fissuras lineares

As fissuras lineares surgem em toda a laje de betão e podem ser longitudinais, quando ocorrem na direcção longitudinal do pavimento, transversais, quando ocorrem na direcção transversão ao pavimento, ou diagonais.

### Fissuras superficiais

Este tipo de fissura ocorre na superfície da laje de betão e, por norma, forma um rendilhado, dado quem as fissuras têm tendência a interceptarem-se. Este rendilhado pode provocar a escamação levando a uma perda de ligação na camada superficial fissurada.

### Fissuras de retracção do betão

Surgem devido ao processo de secagem do betão e caracterizam-se por ser de pequena abertura e pouco profundas.

### Fissuras por fadiga do betão

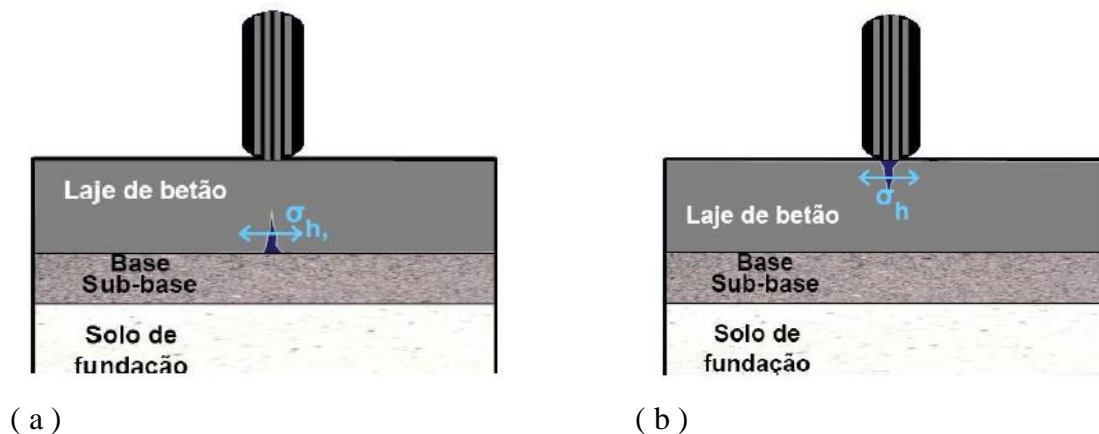


Figura 8. Fendilhamento por fadiga ( a ) na base da laje de betão; ( b ) no topo da laje de betão. (LNEC and IST 2005)

## 1.4. Juntas em Pavimentos Rodoviários Rígidos

O objectivo da introdução de juntas nos pavimentos é diminuir o seu risco de degradação. Com o aumento do número de juntas diminuem-se as tensões devidas aos gradientes térmicos, o que melhora a distribuição de cargas devido ao contacto das faces das juntas. Estas permitem, também, a contracção e a dilatação do betão, sob a acção da variação da temperatura e da humidade. Assim, limita-se o fendilhamento. (Almeida 1986)

### 1.4.1. Tipos de juntas

As juntas podem-se dividir em quatro tipos de acordo com as suas funções:

- ✗ Juntas longitudinais
- ✗ Juntas transversais
- ✗ Juntas de dilatação/expansão (longitudinais e transversais)
- ✗ Juntas de retracção/contracção (longitudinais e transversais)

As juntas longitudinais e as juntas transversais resultam do modo de construção do pavimento. Correspondem a fases de construção desfasadas temporalmente (transição entre o final de um dia de trabalho e o início de outro dia).

As juntas longitudinais controlam a fissuração devida ao empenamento. Nestas é comum a adopção da geometria macho-fêmea que funciona como dispositivo de transferência de carga. (Figura 9)

Normalmente as juntas transversais são construídas perpendicularmente ao eixo longitudinal, no entanto, por vezes, adoptam-se inclinações de aproximadamente 10° das quais surge a vantagem de proporcionar um rolamento mais confortável e reduzindo as tensões na região.

As juntas de dilatação são utilizadas para isolar intersecções de diferentes tipos de pavimentos (pistas, caminhos de circulação, etc.), isolar pavimentos de outro tipo de estruturas (sistemas de drenagem, lancis, etc.) e no caso de faixas muito largas (longitudinais). Podem-se ainda definir dois tipos de juntas de dilatação:

- ✘ Tipo I: Utilizada quando é possível ter dispositivos de transferência de cargas ao longo da junta. A junta é preenchida com um material compressível e imputrescível e é provida com passadores para permitir uma eficaz permuta de cargas entre lajes.
- ✘ Tipo II: utilizado quando não é possível ter dispositivos de transferência de cargas ao longo da junta (por exemplo, nas situações em que o pavimento é contíguo a uma estrutura de outro tipo ou quando há a possibilidade de ocorrência de movimentos horizontais diferenciados entre pavimentos).

As juntas de retracção são ranhuras mais ou menos profundas, abertas, pelo menos, na parte superior da laje. Têm como principais funções controlar o fendilhamento devido à contracção dos pavimentos que é devida à retracção do betão e/ou à diminuição da temperatura. Têm também um efeito de diminuição das tensões provocadas pelo encurvamento das lajes. (Oliveira 2000; Domingos 2007)

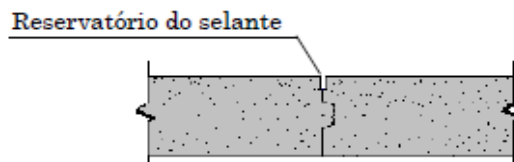


Figura 9. Junta longitudinal com encaixe do tipo macho-fêmea (Oliveira 2000)

As juntas têm o inconveniente de piorar as condições de circulação, no entanto permitem reduzir a fissuração no betão provocada tanto pela retracção como pelas tensões induzidas pelas variações de temperatura. (Pereira 1971; Silva 2009)

Nos pavimentos rígidos, o espaçamento entre juntas depende do tipo de sub-base. Quando estes pavimentos são assentes em sub-bases tratadas as tensões devidas ao encurvamento vão ser superiores às sentidas nos pavimentos assentes em sub-bases não tratadas.



O espaçamento entre juntas vai depender do raio de rigidez relativo da laje. Assim, o quociente entre o espaçamento das juntas em pavimentos assentes em sub-bases tratadas (em polegadas) e o raio de rigidez relativo da laje deve ser inferior ou igual a 5 de forma a controlar o fendilhamento transversal. Na falta de experiência ou informação considera-se 6,1m como o espaçamento máximo entre juntas os pavimentos assentes em sub-bases tratadas.

A Tabela 2 mostra os valores máximos recomendados para espaçamento entre juntas em pavimentos assentes em sub-bases não tratadas de acordo com a espessura da laje.

Tabela 2. Valores máximos recomendados para o espaçamento entre juntas em pavimentos assentes em sub-bases não tratadas (Domingos 2007)

Espessura da laje (mm)	Espaçamento (m)	
	Juntas Transversais	Juntas Longitudinais
150	3,8	3,8
175 - 230	4,6	4,6
230 - 305	6,1	6,1
> 305	7,6	7,6

#### 1.4.2. Ligação entre painéis de laje

Nas juntas longitudinais são introduzidos varões de ligação de forma a manter unidas as lajes contíguas. Estes ligadores possibilitam o encurvamento das lajes mas coíbem a abertura da junta e o assentamento diferencial da laje quando sujeita à acção do tráfego. Os varões de amarração não garantem a transmissão de cargas entre lajes contíguas, por isso é utilizado um encaixe macho-fêmea. (Figura 9 e Figura 10)

A transmissão de esforços ao longo das juntas é feita através de passadores. Estes são aderentes ao betão numa das lajes e na outra não. Com estes dispositivos permite-se evitar deslocamentos verticais dos bordos, possibilitando, no entanto, movimentos longitudinais entre lajes adjacentes. (Figura 11 e Figura 12)

Estas barras são colocadas a meia espessura da laje, sendo paralelas entre si e ao eixo da via.

Em caso de pavimentos destinados a tráfego ligeiro ou médio estes dispositivos podem ser dispensados, uma vez que a irregularidade da fenda na junta faz a transmissão de cargas.

As barras de aço fazem a função destes dois dispositivos, varões de amarração e passadores, assegurando a transmissão de cargas entre lajes e fazendo a sua ligação. (Almeida 1986; Branco, Pereira et al. 2005; Domingos 2007)

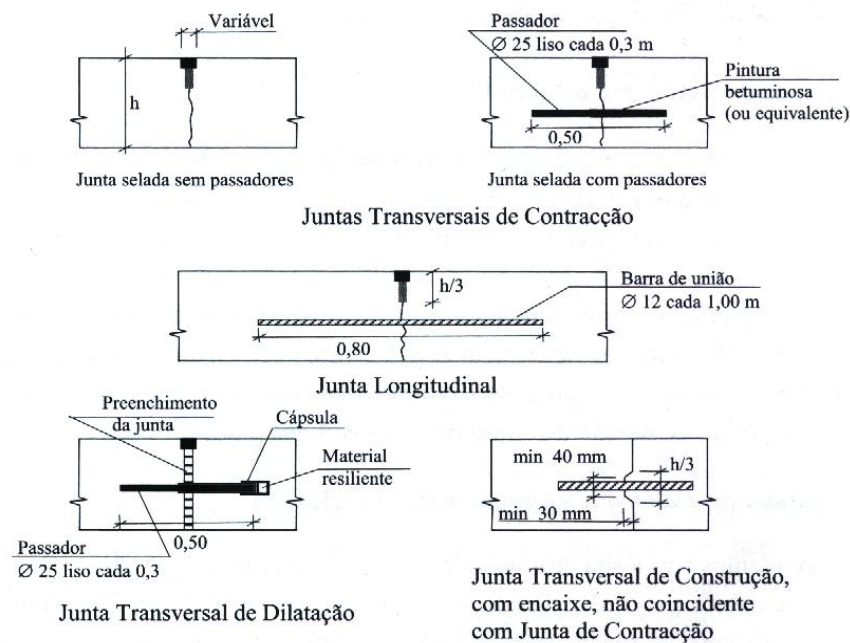


Figura 10. Tipos de juntas dos pavimentos rígidos (Branco, Pereira et al. 2005)

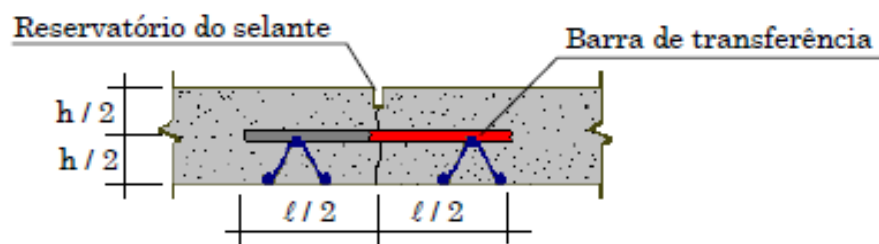


Figura 11. Junta transversal com passadores (Oliveira 2000)

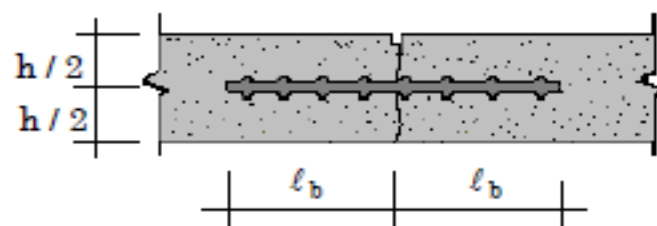


Figura 12. Junta longitudinal serrada com ligadores (Oliveira 2000)

### 1.4.3. Principais características da transferência de cargas nas juntas

Entende-se por transferência de carga como sendo a dissipação de esforços e de deformações (verticais ou horizontais), resultantes de um carregamento, de um painel de laje para outro, através de uma junta.

A transferência de carga resulta da reacção de inúmeros agentes tais como a temperatura, o tipo de junta, a capacidade de suporte da camada de sub-base, a idade do pavimento, a humidade e a amplitude e repetição da carga.

A transferência de carga depende também, da localização da aplicação da carga. Assim sendo, quando a carga é aplicada próximo da junta, o painel de laje deforma de acordo com a sua espessura, a intensidade da carga aplicada, os módulos de deformabilidade dos materiais utilizados e da condição de suporte do painel de laje. Dois casos podem ocorrer (ver Figura 13)

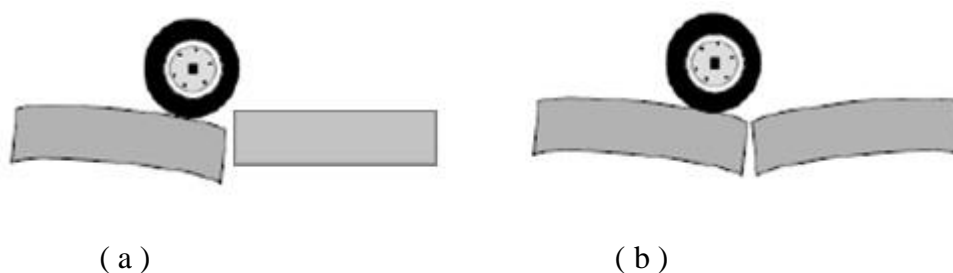


Figura 13. Mecanismos de resposta à aplicação de uma carga ( a ) Sem transferência de carga; ( b ) Total transferência de carga. (Colim 2009)

Na Figura 13 estão representados dois mecanismos de resposta à aplicação de uma carga, junto a uma junta, num pavimento de betão simples. Na situação da esquerda verifica-se que ocorre um deslocamento vertical apenas num dos painéis (no painel carregado), enquanto o adjacente se mantém inalterado. Isto sugere que não há transferência de cargas na junta de um painel de laje para o adjacente. Na situação da direita ambos os painéis de laje sofrem um deslocamento vertical semelhante e, assim sendo, a transferência de cargas de um painel de laje para outro ocorre de forma completa.

Do inglês, *Load Transfer Efficiency* (LTE), ou seja, a eficácia da transferência de cargas nas juntas e nas fissuras dos painéis de laje prejudica o desempenho e o comportamento estrutural dos pavimentos de betão simples.

Se a carga a que o pavimento está sujeito foi aplicada perto da junta transversal vão acontecer deformações nos dois painéis de laje, uma vez que parte da carga é transferida ao painel adjacente. Assim sendo, as tensões e deformações observadas nos painéis de laje serão consideravelmente inferiores pois ambos os painéis suportam a carga aplicada. Por conseguinte, a redução das tensões e deformações depende do mecanismo de transferência de cargas. (Colim 2009)

Quando se aplicam cargas numa junta é esperado que os passadores façam uma distribuição equitativa para cada laje adjacente. No entanto os efeitos das cargas repetidas, os desalinhamentos, entre outros factores, fazem com que a eficiência não seja completa.

Os comprimentos, espaçamentos e diâmetros utilizados variam com a particularidade da obra.

#### 1.4.4. Principais características das juntas

A distância entre fendas varia inversamente com a percentagem de armadura.

A fendilhação controlada do betão apresenta uma vantagem: alivia as tensões, no entanto, se a quantidade de armadura for baixa as fendas tornar-se-ão muito largas, permitindo infiltrações de solo e água. Estas infiltrações também podem ocorrer nas juntas, por isso, é aconselhável preencher as juntas com materiais deformáveis que, para além de impedir a penetração de água e de solo, garantam os movimentos entre lajes adjacentes.

As armaduras devem ter um recobrimento tal que as proteja contra a corrosão. Nas juntas de dilatação, os varões devem ter cápsulas de expansão e ser lubrificados, permitindo, assim, o livre movimento das lajes (Almeida 1986).

## 1.5. Aggregate Interlock

Para melhor compreender o comportamento de um pavimento rígido é necessário compreender o funcionamento da laje de betão.

Como é sabido, um pavimento rígido é composto por vários elementos de laje de betão, divididos por juntas longitudinais e juntas transversais. Um dos objectivos das juntas é promover a correcta transmissão de esforços de um elemento de laje para o elemento adjacente. Os elementos de laje são conectados entre si através de barras de aço, ou outros elementos, de forma a transmitir as cargas de forma eficiente.

Assim, um factor importante a ter em conta, no comportamento dos pavimentos rígidos, é a correcta transmissão de esforços que é necessária garantir entre os diferentes elementos de laje.

A transmissão é, então, feita através dos passadores colocados nas juntas.

No entanto, quando a abertura da junta é demasiado pequena pode-se dispensar a utilização destes tirantes já que surge o fenómeno do aggregate interlock ou imbricamento.

Entende-se por imbricamento como sendo a projecção de partículas ou porções de partículas de um lado de uma junta ou fissura no betão para as reentrâncias do lado oposto da junta ou fissura de forma a efectivar a transferência de cargas de compressão e de corte e manter o alinhamento mútuo. (Taylor, Kosmatka et al. 2006)

De uma forma mais simples, pode-se entender aggregate interlock como sendo o atrito entre os agregados dos elementos de laje contíguos. (Ver Figura 14)

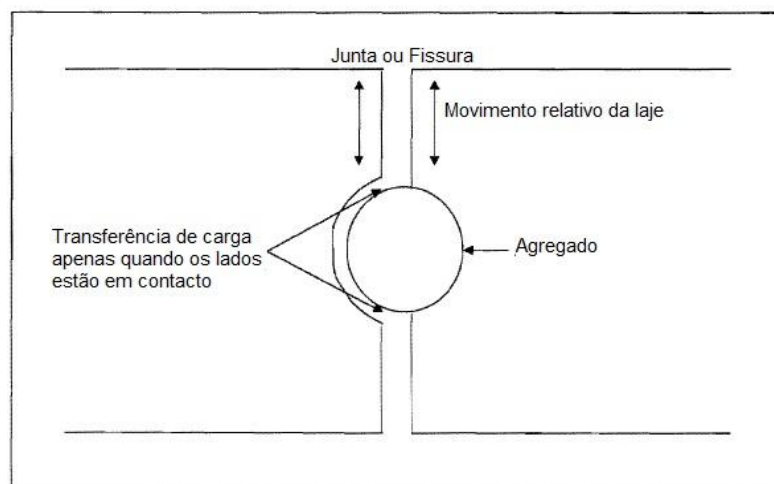


Figura 14. Efeito do imbricamento em juntas ou fissuras (Brink 2003)

O imbricamento foi reconhecido como um mecanismo de transmissão de cargas útil, quando o betão de cimento Portland, como material utilizado em pavimentos rodoviários, ganhou popularidade, nos inícios de 1900.

Assim sendo, quando dois elementos de laje estão separados por uma junta suficientemente pequena geram-se tensões de corte na face da junta. A junta pode então passar a ser considerada uma fissura.

Desta forma, o atrito desenvolvido na superfície da abertura contribui para a correcta transmissão de esforços de um elemento de laje para outro. Este atrito apenas cria um esforço de corte na face das fissuras. (Brink 2003)

#### 1.5.1. Principais características

O *aggregate interlock* depende de alguns factores sendo dois deles o formato e a textura dos agregados grosseiros que compõem o betão.

Nos pavimentos rodoviários, dá-se preferência à utilização de agregados angulares, contra os arredondados, dado que levam a uma maior flexão devido ao atrito entre os agregados que compõem a mistura.

Quanto à ligação das partículas com o agregado, são as partículas rugosas e angulares que apresentam melhor ligação ao cimento contra as partículas lisas e arredondadas. Os agregados com dimensões consideráveis propiciam, usualmente, um melhor atrito entre agregados nas juntas, melhorando a resistência à flexão.

Analisando os agregados quanto à sua textura, qualquer tipo, desde liso a rugoso, pode ser utilizado com o cimento Portland, desde que as devidas proporções sejam respeitadas. (Taylor, Kosmatka et al. 2006)

O atrito entre os agregados depende, ainda, da largura das juntas e/ou das fissuras. E para além de variar com o formato e com o tamanho dos agregados, também varia com a resistência do próprio agregado. Por outro lado, a rugosidade do interior de uma fissura também afecta o atrito. (Plessis, Strauss et al. 2007)

Quando o betão é de alta resistência, o tamanho do agregado não influi na capacidade de imbricamento dado que a fissura passa através do agregado, não o contornando. (Sherwood, Bentz et al. 2007)

Ao longo da evolução das pesquisas em torno do conceito do *aggregate interlock*, verificou-se que este possui um papel significativo no comportamento do pavimento quando sujeito ao corte.

É necessário quantificar a importância do imbricamento. Fenwick and Paulay foram os pioneiros nesta investigação.

Através de medições directas em subconjuntos, Fenwick and Paulay foram capazes de determinar que cerca de 70% da tensão de corte aplicada é suportada pelo imbricamento junto as fissuras resultantes da flexão do betão. A restante porção da tensão de corte é sustentada pela zona de compressão e através das forças nos passadores das barras de reforço.

A importância do imbricamento como um mecanismo de transferência de tensões de corte em painéis de laje não reforçados foi comprovada, mais tarde, por outros autores (Taylor<sup>a</sup> e Kani et al.<sup>b</sup>). (Hanekom, Horak et al. 2001; Sherwood, Bentz et al. 2007)

---

<sup>a</sup> John Taylor e Howard Peter, "Investigation of the Forces Carried across Cracks in Reinforced Concrete Beams in shear by Interlock of Aggregate", Cement and Concrete Association, London, 1970

<sup>b</sup> Mario W. Kani; Mark W. Huggins; e Rudi R. Wittkopp, "Kani on Shear in Reinforced Concrete", University of Toronto, Dept. of Civil Engineering, Toronto, Canada, 1979

Nos Estados Unidos da América, o imbricamento é considerado como um mecanismo principal de transferência de tensões em pavimentos rodoviários de betão, mas apenas nos pavimentos rodoviários pouco solicitados. No entanto, este mecanismo é falível. O atrito entre os agregados e a sua abrasão simultaneamente com variações de temperatura que originam a variação do tamanho da abertura da descontinuidade podem promover num decréscimo significativo da capacidade do mecanismo de transferência de tensões, ao longo do tempo. (Brink, Horak et al. 2004)

Katsaga desenvolveu um estudo utilizando técnicas de Emissões Acústicas (Acoustic Emission) e de Tomografia Computorizada (Computer Tomography) para estudar a microestrutura do betão. O objectivo do estudo é investigar os micromecanismos de rotura e a influência da microestrutura do betão no processo de fractura, com o intuito de melhorar a compreensão da rotura do betão. Para conseguir atingir o objectivo, a autora aplicou métodos geofísicos e modelação numérica em diversos elementos.

As fracturas no betão são directamente influenciadas pela complexidade da microestrutura do betão, desde a formação e a propagação até à formação da superfície rugosa.

As imagens de alta resolução obtidas pela tomografia computorizada permitiram ver detalhes importantes da microestrutura do betão, tais como os agregados, as fissuras e até o volume de vazios. Estas imagens permitiram fazer a análise da influência da microestrutura do betão na topografia da superfície da fissura. Da análise verificou-se que os agregados de dimensões superiores podem mudar a direcção da trajectória da fissura. Assim, pode-se afirmar que o fenómeno do imbricamento pode ser mais eficaz quando o tamanho e o formato dos agregados são controlados. (Katsaga 2010)

### 1.5.2. Comportamento do pavimento / elemento de laje

Como é de esperar, o comportamento de um pavimento em betão simples com juntas depende do comportamento das juntas e do comportamento do fenómeno *aggregate interlock* para fazer a correcta transferência de cargas de uma laje para a seguinte.



Segundo (Plessis, Strauss et al. 2007) e para o teste realizado, *Heavy Vehicle Simulator Testing: The change in load transfer with traffic loading and time*, a transferência de carga de uma laje para a seguinte depende da capacidade de união das barras de aço, quando utilizadas e do atrito entre os agregados de duas faces adjacentes”. O *aggregate interlock* depende, ainda, da largura das juntas e/ou das fissuras, para além de variar com o formato, tamanho e resistência do próprio agregado.

O *aggregate interlock* é um meio usual para alcançar a correcta transferência de cargas nas juntas de contracção longitudinais.

Uma forma de conseguir uma melhor transferência de carga de um painel de laje para outro é através do atrito entre os agregados de cada painel e garantindo que a distância entre os elementos de laje é pequena, assemelhada a uma fissura. De uma forma mais simples, uma forma de alcançar boas condições de transferência de carga é através do *aggregate interlock*. (Jung, Zollinger et al. 2007)

Para conseguir a correcta posição das juntas longitudinais é frequente utilizar tirantes para este fim. O espaçamento entre os tirantes depende da espessura do pavimento e da distância entre a junta até ao bordo livre mais próximo. No entanto, os movimentos de um pavimento rígido nunca se assemelham à resistência dos tirantes de aço. (Jang 2005)

De uma forma lógica, quanto mais próximos foram os elementos de laje de betão maior vai ser o atrito entre os agregados de cada laje. (Jung and Zollinger 2007; Jung, Zollinger et al. 2007)

Associado a este conceito, pode-se admitir que se as juntas de contracção, sem passadores, forem intercaladas correctamente, a transferência de cargas de um painel de laje para outro é feita através do atrito dos agregados da junta.

Em contrapartida, usualmente as juntas de expansão permitem muita abertura às juntas de contracção transversais adjacentes, fazendo com que haja uma diminuição do atrito entre os agregados na junta.

O desempenho das transferências de carga e da resistência ao corte entre um elemento de laje e outro varia com alguns factores, muito relevantes, tais como o espaçamento entre as

juntas, a espessura da laje, a rigidez da ligação, a magnitude da carga, o tipo de fundação, o módulo de elasticidade do leito do pavimento e o formato do agregado. (Brink 2003)

O espaçamento máximo da junta depende de vários factores ambientais, são eles a temperatura ambiente e a variação da humidade no pavimento de betão. Quando o espaçamento entre as juntas é pequeno proporciona que as aberturas das juntas necessitem apenas de ser pequenas e garante, assim, uma boa transferência de cargas através do imbricamento. No entanto, pode comprometer o percurso do trajecto com um aumento significativo do número de juntas. (Jung, Zollinger et al. 2007)

Nos Estados Unidos da América, a resistência a longo prazo do imbricamento é questionada e, por isso, não pode ser considerada como um mecanismo de transferência de carga principal em pavimentos de betão com juntas. No entanto, o imbricamento pode ser suficiente em estradas de pequenos volumes.

O desempenho deste mecanismo pode ser afectado, ao longo do tempo, pela erosão e fricção dos agregados, juntamente com variações de temperatura que levam a uma alteração na largura da junta.

As juntas/fissuras têm um fraco desempenho quando baseadas apenas no imbricamento e, por isso, quando as fissuras se formam em betão simples têm tendência para se propagarem e se deteriorarem fortemente mesmo quando sujeitas a um pequeno número de cargas repetidas. Por outro lado, as fissuras que se desenvolvem em betão armado as suas secções deterioram-se mais lentamente, permanecem firmes e apresentam um comportamento global muito melhor. (Brink 2003)

Aquando da elaboração do pavimento simples de betão, são realizadas juntas de imbricamento, isto é, juntas que são serradas numa extensão de  $1/4$  a  $1/3$  da largura do pavimento, propositadamente, para permitir a transferência de tensões pelo mecanismo do imbricamento. Esta técnica cria um plano de fraqueza. Uma fenda propaga-se pela restante espessura do pavimento, conforme a contracção do betão. A fissura que se desenvolve tem uma superfície rugosa pois esta propaga-se em torno dos agregados e enquanto a abertura da fissura permanecer pequena, a junta consegue fazer a transferência de cargas de um painel de laje para o adjacente, através da pressão entre as partículas do agregado de cada lado da fenda. A transferência de carga pode ficar comprometida se a fenda abrir de mais ou se os agregados

de desgastarem, bem como com a qualidade e com a resistência à erosão do material que suporta a laje na junta.

Quando o pavimento é solicitado por tráfego elevado, nomeadamente nas auto-estradas, o imbricamento falha com o tempo e não previne defeitos durante a vida útil do pavimento de betão. Neste caso, devem ser introduzidos passadores nas juntas para que haja transferência de carga. Os passadores são varas de aço lisas, normalmente simples ou revestidas com epoxy, que são usualmente oleadas ou lubrificadas num dos lados de forma a permitirem a abertura e o fecho da articulação, sem resistência.

As fendas formadas em pavimentos de betão continuamente armados distam aproximadamente 0.6 – 2 m entre si. O reforço mantém as fendas juntas e permite o imbricamento e a transferência de tensões de corte. Os pavimentos de betão continuamente armados exigem ancoras no início e no fim do pavimento de forma a impedir a contracção das extremidades finais do pavimento devido à contracção e para auxiliar o desenvolvimento do padrão de fendas que se pretende.

As juntas transversais de contracção pouco solicitadas só podem assentar apenas no imbricamento em torno das juntas. No entanto, os pavimentos mais carregados usam barras de transferência de cargas nas juntas. As barras de transferência impedem o movimento vertical, mas permite que a junta abra ou feche para libertar tensões acumuladas pelas variações de humidade e de temperatura no pavimento.

A transferência de cargas numa junta longitudinal é feita através do imbricamento.

Tradicionalmente o imbricamento era utilizado em pavimentos de betão simples, com juntas, pouco solicitados ou onde as velocidades de circulação eram baixas.

As cargas aplicadas a um pavimento, nomeadamente as cargas devidas ao tráfego devem ser transferidas de um painel de laje para outro a fim de minimizar as deformações verticais na junta. Quando as deformações verticais são reduzidas é também reduzida a possibilidade de haver um bombeamento do material constituinte da base ou da sub-base do pavimento para a superfície. Os dois mecanismos principais de transferência de tensões de um painel de laje para outro são o imbricamento e a utilização de dispositivos que fazem a transferência de cargas, tais como passadores, etc. O imbricamento é conseguido através da fricção de corte nas faces da fissura. As acções climáticas e a dureza do agregado têm influência sobre a eficácia na capacidade da transferência de carga. Esta pode ser melhorada

utilizando agregados de dimensões superiores, angulares e duráveis e ainda utilizando bases estabilizadas, que mostraram influenciar positivamente a transferência de carga. Por outro lado a eficácia do imbricamento tende a decrescer facilmente com o aumento da largura da fenda e com o aumento da carga aplicada ao pavimento, nomeadamente, o aumento da intensidade do tráfego nos pontos do pavimento que são mais sujeitos a deformações (perto da junta).

Assim, o imbricamento para transferência de cargas apenas deve ser considerado em estradas locais e estradas com pouco volume de camiões pesados.

Muito cedo, os pavimentos de betão simples foram todos construídos com juntas sem passadores, ou seja, juntas de imbricamento. No entanto, com os problemas nas juntas, nomeadamente, o bombeamento de materiais para a superfície e o aumento de tráfego, foram introduzidos passadores nas juntas. No entanto, ainda existem muitos pavimentos rodoviários com juntas de imbricamento. Estas juntas funcionam bem em estradas onde a velocidade de tráfego é baixa, onde o tráfego não é demasiado elevado e quando o espaçamento entre as juntas é baixo.

Uma vantagem da utilização deste tipo de juntas é que em regiões onde são utilizados sais para descongelar o pavimento, quando sujeito à neve ou ao gelo, é que o pavimento não possui barras de transferência de cargas e, por isso, não vai haver corrosão do aço. Isto faz com que o pavimento seja mais barato ao construir e seja mais duradouro. (Delatte 2008)

## **1.6. Modelação Numérica**

A modelação numérica do comportamento de lajes de betão é feita frequentemente recorrendo a programas informáticos como o SAP2000 ou o DIANA. Estes softwares são sofisticados e permitem, assim, a modelação das estruturas tendo em consideração as condições fronteira, a geometria e eventuais carregamentos complexos a que estas podem estar sujeitas.

Recorrendo à modelação numérica é possível analisar os efeitos da não linearidade dos materiais, os efeitos da temperatura, a interface entre as diversas camadas do pavimento, o comportamento das juntas existentes e a resposta do pavimento face a carregamentos. (Silva 2009)

Com este trabalho, no que respeita à modelação numérica, pretende-se simular, para um pavimento rígido, o efeito provocado no comportamento geral do mesmo pela presença de uma fissura na laje de betão.

Para correlacionar com o modelo de elementos finitos proceder-se-á ao estudo, em laboratório, da resistência ao corte residual na zona de fissuração da laje de betão. Para tal recorrer-se-á a provetes de betão, com fissuração previamente induzida, sujeitas a diferentes tensões de corte e de confinamento.

Assim sendo, podem-se aplicar os princípios descritos no presente capítulo a fim de analisar a resistência ao corte de fissuras em pavimentos rodoviários rígidos. Com estes resultados pretende-se modelar o comportamento das fissuras ao corte recorrendo ao programa de elementos finitos SAP2000.

O modelo introduzido no programa de elementos finitos foi o representado na Figura 15. O pavimento é constituído por três camadas, o solo de fundação (SF), o agregado britado de granulometria extensa (ABGE) e a camada de betão. Na camada de betão existe a fissura que foi estudada.

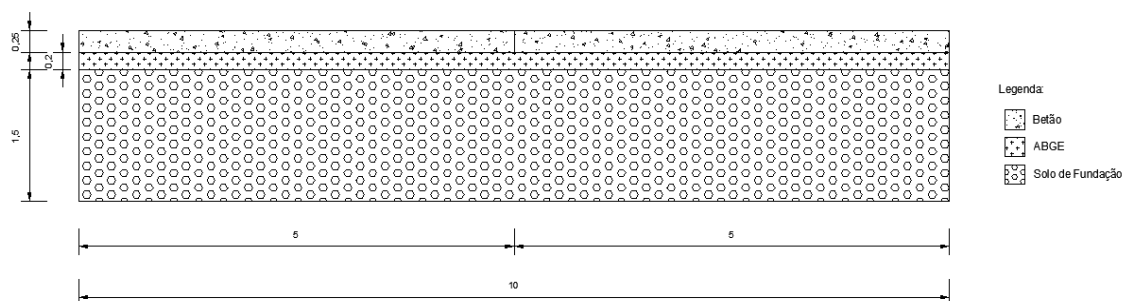


Figura 15. Modelo introduzido no SAP2000 (cotas em metros)

A modelação passou por carregar o lado direito da fissura, mantendo as faces da mesma ligadas por intermédio de molas cuja lei de deformação varia de acordo com os resultados obtidos da parte experimental.

As principais características dos materiais que compõem as três camadas do pavimento modelado estão resumidas na seguinte tabela:

Tabela 3. Características do pavimento modelado

Material	Peso por unidade de volume, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de elasticidade, E (kPa)	Coefficiente de poisson, $\mu$
Betão	20	30000000	0,3
ABGE	20	217000	0,3
SF	20	100000	0,3

Os capítulos seguintes caracterizam os ensaios a realizar e mostram os seus resultados.

## **2. ENSAIOS LABORATORIAIS**

Para o correcto desenvolvimento da presente tese foram realizados ensaios laboratoriais que permitiram definir algumas características importantes.

Os ensaios realizados foram o ensaio de compressão simples, de forma a determinar a resistência á compressão do betão elaborado, e o ensaio de corte directo, de forma a definir a resistência ao corte em fissuras previamente induzidas nos provetes de betão armado.

Foi ainda aplicado o princípio do ensaio brasileiro para proceder à correcta fissuração dos provetes a ensaiar ao corte.

Para a realização destes ensaios contou-se com a colaboração do Laboratório de Engenharia Civil, do Departamento de Engenharia Civil e do Laboratório de Geotecnia do Departamento de Geociências, ambos da Universidade de Aveiro.

Na presente dissertação serão descritos o ensaio de compressão simples, o ensaio de compressão diametral (também conhecido como ensaio brasileiro) e alguns ensaios de corte, sendo que será dada mais importância ao ensaio de corte directo.

Para a presente tese, o ensaio de compressão diametral foi aplicado em provetes rectangulares com o intuito de os fissurar segundo uma direcção.

### **2.1. Ensaio de Compressão Diametral**

O ensaio de compressão diametral, ou também, ensaio brasileiro, foi desenvolvido por Carneiro, 1943, no Brasil, daí a sua denominação. Este ensaio permite determinar a resistência à tracção em provetes cilíndricos de betão. De notar que este ensaio também foi desenvolvido, independentemente, no Japão, por Akazawa. (Brito 2006)

É um ensaio muito simples, envolve baixos custos e permite obter uma representação do estado de tensões bastante concordante com as que acontecem no campo.

O ensaio brasileiro consiste em carregar um provete cilíndrico ao longo de dois varões de aço apostos criando assim uma tensão de tracção. O carregamento vai provocar a rotura do provete pelo plano solicitado. (Ver Figura 16)

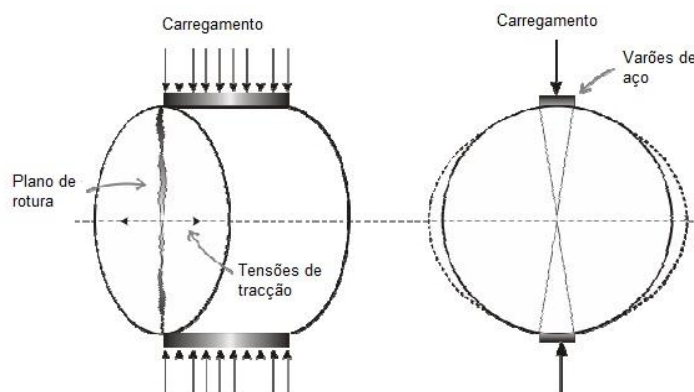


Figura 16. Esquema de carregamento e plano de rotura para o ensaio de compressão diametral (Brito 2006)

$$\sigma_{tracção} = \frac{2P}{\pi DL}$$

Da equação,

P – Força aplicada (kN)

D – Diâmetro da circunferência circunscrita (m)

L – Desenvolvimento do provete (m)

$\sigma_{tracção}$  – Resistência à tracção (kPa)

O ensaio de compressão diametral foi aplicado em provetes rectangulares com o intuito de os fissurar segundo uma direcção. De acordo com o princípio do ensaio os provetes são cilíndricos. Neste caso o provete tem dimensões 20x20x20 (cm) e por isso não se pode considerar directamente o princípio do ensaio brasileiro.

O diâmetro a considerar (a aplicar na formula) não pode ser determinado, assumindo, simplesmente, que no rectângulo está inserido uma circunferência. Assim sendo, e analisando



a fórmula de cálculo da resistência à tracção, assume-se que o diâmetro a utilizar é o maior, já que daí resultarão valores de resistência à tracção mais baixos.

## **2.2. Ensaio de Compressão Simples**

A determinação da classe de resistência do betão foi feita recorrendo ao ensaio de compressão simples, utilizando o equipamento do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro (Figura 17).



Figura 17. Equipamento de compressão do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Assim o procedimento foi, ensaiar aos 14 dias de cura do betão três provetes, aos 28 dias de cura mais três provetes e no dia do ensaio ao corte os restantes provetes, num total de 12. Os resultados obtidos são apresentados no capítulo 4.1.

### 2.3. Resistência ao Corte e Deslizamento de Diáclases

As diáclases existentes nos maciços rochosos, são descontinuidades naturais que em muitos dos aspectos se assemelham às fracturas que ocorrem nas lajes de pavimentos rígidos de betão simples. As diáclases não são mais do que fracturas num maciço rochoso e podem ser de dois tipos (Guerreiro 2000):

- ✗ Natural – resulta de fenómenos geológicos (por exemplo, fenómenos tectónicos que alteram o estado de tensão);
- ✗ Induzida – resulta de uma solicitação mecânica não natural (por exemplo, uso de explosivos).

As diáclases ocorrem em famílias e nunca isoladas.

Se as faces da diáclase forem independentes umas da outra podem ser denominadas de fissuras.

As diáclases formam-se devido a tensões causadas pela contracção resultante do arrefecimento do magma ou da lava ou em consequência de descompressão litoestática. (Branco 2008)

Para que uma obra seja realizada nas condições de segurança e qualidade é necessário conhecer as características mecânicas das rochas constituintes dos maciços rochosos.

Quase todos os maciços rochosos possuem descontinuidades com maior ou menor frequência. Assim, é usual realizar-se o ensaio de corte de forma a determinar estas características (Guerreiro 2000; Gama, Pereira et al. 2002).

O ensaio de corte é utilizado para determinar a resistência das descontinuidades de um maciço rochoso.

Para determinar a resistência ao corte de uma superfície podem-se utilizar vários ensaios que tem mais ou menos significado dependendo do tipo de material a caracterizar.

No presente subcapítulo serão descritos os ensaios ao corte existentes e mais adequados à compreensão do presente trabalho.

### 2.3.1. Ensaio triaxial

O presente ensaio permite determinar quais as tensões de corte máximas para determinados valores de tensão de confinamento.

O procedimento do ensaio consiste em carregar um provete cilíndrico com uma tensão de confinamento lateral,  $\sigma_3$ , aumentando a tensão axial,  $\sigma_1$ . A tensão axial deve aumentar até à rotura do provete. Esta acção deve-se repetir para pelo menos três valores distintos de  $\sigma_3$ .

A resistência do material é definida de acordo com os círculos de Mohr. Estes círculos de rotura podem ser determinados através dos gráficos  $\sigma - \tau$  para os diferentes valores de  $\sigma_3$ . É com base nesta envolvente que são determinados os parâmetros de resistência do material, ou seja, o ângulo de atrito,  $\phi$ , e a coesão,  $c$ . (Ver Figura 18)

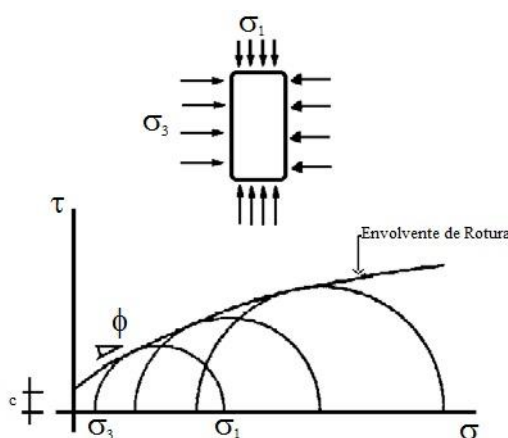


Figura 18. Envolvente de rotura de Mohr para três ensaios de compressão triaxial com valores de  $\sigma_3$  distintos e respectivos parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) (Guerreiro 2000)

### 2.3.2. Ensaio de resistência à flexão

Os ensaios de resistência à flexão permitem determinar a resistência ao corte dos materiais mas os valores obtidos são, normalmente, inferiores aos obtidos pelo ensaio de corte

directo. Assim, o ensaio de resistência à tracção apenas é realizado para aproximar os valores da resistência ao corte.

Os provetes utilizados são cilíndricos e o procedimento do ensaio resume-se à aplicação de uma carga na direcção diametral do provete e no centro de dois apoios nos quais o provete assenta.

A resistência à tracção depende da carga aplicada,  $P$ , da distancia entre os apoios,  $L$ , do diâmetro do provete,  $D$ , e da constante  $K$ . A constante  $K$  depende do tipo de material ensaiado, da geometria do provete e das condições do ensaio. (Ver Figura 19)

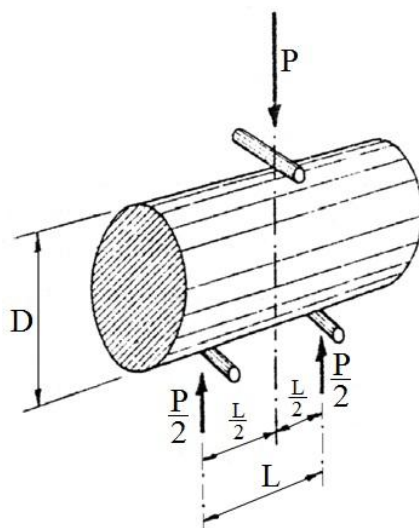


Figura 19. Carregamento do provete e expressão de cálculo da resistência ao corte. (Guerreiro 2000)

### 2.3.3. Ensaio de corte directo

O ensaio de corte directo permite determinar, com uma exactidão considerável, parâmetros de resistência determinantes para a correcta caracterização do material. Neste tipo de ensaios a rotura dá-se num plano previamente imposto sendo que o objectivo é medir a resistência ao corte, afectada da contribuição de uma tensão normal de confinamento. (Castilho 1995)

O ensaio de deslizamento de diáclases, ou ensaio de corte directo, foi realizado no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro e o equipamento utilizado está de acordo com o “Suggested Method for Determining Shear Strength” da ISRM (International Society for Rock Mechanics) de Fevereiro de 1974.

O referido documento (em anexo) sugere métodos de determinação da resistência ao corte directo *in situ* e em laboratório.

O método aplicado no presente estudo foi para a determinação da resistência ao corte directo em laboratório.

Como foi este o ensaio realizado e sobre provetes de betão, o procedimento do ensaio será descrito de forma a ser aplicado exclusivamente neste tipo de material.

O objectivo deste ensaio é medir a resistência ao corte de uma fissura induzida num pavimento rígido.

O procedimento para a realização de um ensaio de corte passa por colocar o provete numa caixa em aço. A caixa possui duas metades cuja parte superior tem a capacidade de deslizar horizontalmente sobre a parte inferior, segundo o plano de descontinuidade, sendo que o plano de deslizamento coincide com o plano de descontinuidade. É então aplicada, à amostra, uma tensão de confinamento,  $\sigma$ , na direcção vertical. Esta força simula o confinamento que existe numa situação real e, por isso, deve ser mantida constante ao longo do ensaio, e deverá tomar alguns valores considerados adequados. Após esta operação é aplicada, gradualmente, a tensão de corte,  $\tau$ , que será aumentada sempre que os relógios comparadores analógicos horizontal e vertical estabilizem (ver Figura 20). O ensaio termina quando os relógios comparadores analógicos não estabilizam. Este momento indica a tensão de corte de pico. O processo deve ser repetido para, pelo menos, três valores diferentes de tensão de confinamento obtendo, assim, a tensão de corte máxima correspondente ( $\sigma, \tau$ ). Os valores dos deslocamentos vertical e horizontal da caixa de corte devem ser registados.



Figura 20. Relógio comparador analógico

Para reduzir o atrito entre as metades são colocadas, entre estas, esferas metálicas. Isto permite, também, melhorar o deslocamento entre as mesmas. (Guerreiro 2000; Branco 2008) (Figura 21)

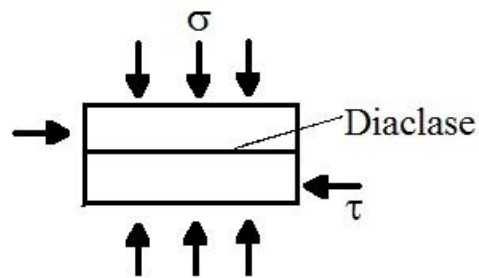


Figura 21. Procedimento do ensaio de deslizamento de diaclases e determinação dos parâmetros de resistência ao corte das diáclases (Guerreiro 2000)

Deste procedimento resultam pares de valores ( $\sigma, \tau$ ), correspondentes às tensões exigidas para o deslocamento relativo das duas faces do provete. Da repetição deste processo para, pelo menos, três valores de  $\sigma$  resulta o gráfico tensões de corte ( $\tau$ ) vs tensões normais ( $\sigma$ ) e gráficos tensão de corte ( $\tau$ ) vs deslocamento ( $\delta$ ) idênticos ao apresentado na Figura 22.



Figura 22. Comportamento das discontinuidades planares (Guerreiro 2000)

Assim, como se pode observar na Figura 22 a resistência ao corte aumenta até um valor denominado resistência de pico, a partir do qual, com a continuação do deslocamento, a resistência diminui e passa a chamar-se resistência de corte residual. Para um determinado valor de deslocamento a resistência de corte toma um valor residual, sendo usualmente a coesão residual nula (Guerreiro 2000).

No caso prático da presente tese foram ensaiados os provetes tendo como base o seguinte esquema (Figura 23):

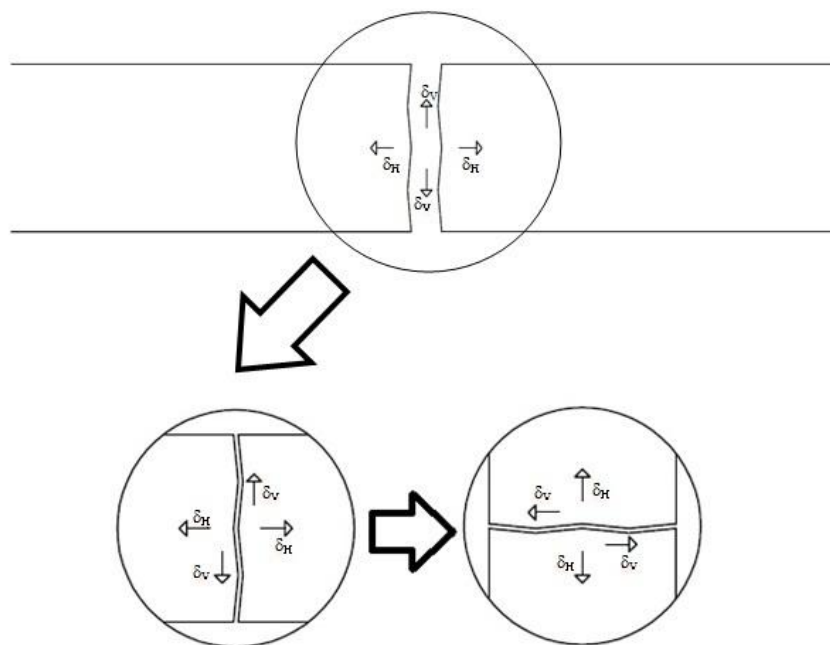


Figura 23. Pavimento rígido – esquema

Da Figura 23 pode-se analisar a situação real, no topo, que mostra o que se passa num pavimento rígido comum. Existe uma fissura que sofre deslocamentos verticais e horizontais. O esquema inferior mostra a passagem da situação real para a situação em laboratório. Como em laboratório o equipamento apenas permitia ensaiar o provete com a fissura na horizontal foram adoptadas nomenclaturas diferentes das da figura acima. Assim sendo, a nomenclatura utilizada em toda a tese foi a esquematizada na Figura 24.

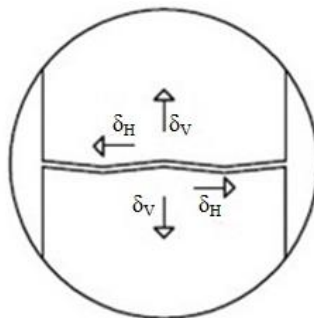


Figura 24. Nomenclatura utilizada em toda a tese

Assim, pode-se verificar que o deslocamento horizontal no ensaio de corte corresponde ao deslocamento vertical na realidade e que o deslocamento vertical no ensaio de corte corresponde ao deslocamento horizontal na realidade.

A nomenclatura ao longo dos capítulos difere devido ao facto de em situação de laboratório se tratar os provetes numa determinada posição e na modelação numérica se considerar um pavimento no seu desenvolvimento real. Então, nos capítulos 2, 3 e 4 (Ensaio Laboratoriais, Trabalhos Laboratoriais e Resultados e Discussão, respectivamente) a nomenclatura utilizada é a representada na Figura 24. Já nos capítulos 5 e 6 (Modelação Numérica e Resultados e Conclusões) a nomenclatura utilizada é a que corresponde à realidade (Figura 23 - esquema inferior)



### **3. TRABALHOS LABORATORIAIS**

No presente capítulo vão ser descritos todos os trabalhos laboratoriais conducentes à elaboração da dissertação.

Assim sendo, foram elaborados vários tipos de provetes para diversas finalidades que serão explicadas mais à frente. Posteriormente foram ensaiados à compressão e ao corte os provetes destinados a esse fim.

Os seguintes subcapítulos debruçar-se-ão sobre os trabalhos laboratoriais realizados.

#### **3.1. Elaboração dos Provetes**

Para o presente estudo foram elaborados, com o apoio da BetãoLiz, em Aveiro, 21 provetes, dos quais 12 cubos (20x20x15) e 9 cubos (15x15x15), sendo estes últimos para o controle do betão. O intuito destes primeiros provetes foi o de serem realizados num betão muito resistente (C45/55).

Seguidamente foram elaborados no Laboratório de Engenharia Civil, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro o mesmo número e tipo de provetes (21 provetes, dos quais 12 cubos (20x20x15) e 9 cubos (15x15x15)) mas desta vez realizados num betão mais fraco (C20/25).

A finalidade deste tipo de distinção entre tipo de betões foi a de poder comparar o seu desempenho face às mesmas solicitações.

Para ambos os casos, e por limitação de volumes da betoneira utilizada, foram realizadas três amassaduras para cada tipo de betão. Estas são denominadas como A, B ou C para o betão C45/55 (elaborado na BetãoLiz) e para o betão C20/25 (elaborado no Laboratório de Engenharia Civil, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro).

Os provetes de 20x20x15 foram elaborados para posteriormente serem fissurados na zona central onde, depois disto, serão ensaiados ao corte com o intuito de determinar a resistência ao corte destas fissuras.

Os provetes 15x15x15 foram fabricados para fazer o controlo do betão produzido, determinando a sua classe de resistência.

As vigas 60x10x10 foram realizadas para permitir o estudo da resistência à flexão do betão utilizado.

### **3.2. Determinação da Classe de Resistência do Betão Produzido**

A determinação da classe de resistência do betão foi feita utilizando o ensaio de compressão simples, recorrendo ao equipamento no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. (Ver Figura 25)



Figura 25. Equipamento de compressão simples do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Assim, para o betão C45/55, foram ensaiados os cubos três cubos aos 14 dias e mais três cubos aos 28 dias. Para o betão C20/25 apenas foram ensaiados três cubos aos 28 dias de cura. Os resultados obtidos são num subcapítulo mais à frente.

### 3.3. Preparação dos Provete 20x20x15 para o Ensaio ao Corte

Os provetes a ensaiar ao corte foram fissurados a meia altura, ver Figura 26. Para os fissurar desta forma foi aplicado o procedimento do ensaio brasileiro, utilizando duas barras de aço nos topos e recorrendo ao mesmo equipamento utilizado para os ensaios à compressão. (Ver Figura 27)

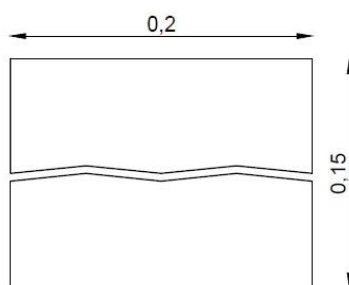


Figura 26. Aspecto final dos provetes 20x20x15 preparados para o ensaio de corte (dimensões em metros)



( a )



( b )

Figura 27. Preparação do provete 20x20x15: ( a ) Colocação do Provete; ( b ) Provete fracturado

Foi registada, apenas para o betão C20/25, a força necessária para fissurar os provetes bem como a massa de cada um.

Com estes dados e considerando as dimensões dos provetes (20x20x15), é possível determinar a resistência à tracção do betão, aplicando o princípio do ensaio brasileiro, Figura 16.

### 3.4. Ensaio de Corte

No presente subcapítulo vai ser descrito o ensaio de corte realizado aos provetes elaborados.

O ensaio de corte foi feito no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

O presente ensaio foi realizado a todos os provetes preparados numa fase anterior.



Figura 28. Equipamento utilizado no ensaio de corte

Na Figura 28 esta representado o equipamento utilizado no ensaio de corte. O equipamento é constituído por um painel onde são definidas das tensões a aplicar e pela zona de aplicação das tensões sobre o provete.



( a )



( b )



( c )

Figura 29. Pormenor do equipamento: ( a ) Aplicação das tensões; ( b ) e ( c ) Painéis de controlo de tensões

A Figura 29 mostra as diferentes partes que compõem o equipamento utilizado no ensaio de corte. A figura (a) mostra a zona de aplicação de tensões, onde são visíveis os êmbolos de aplicação da tensão de confinamento e de aplicação da tensão de corte, bem como os relógios comparadores analógicos que mediram as diferentes deformações ao longo do ensaio. As figuras (b) e (c) mostram os controladores das tensões. Em (b) estão os controladores de aplicação da tensão de corte e em (c) os controladores da aplicação da tensão de confinamento.

Com este equipamento foi possível registar os valores das tensões de corte e de confinamento aplicadas a cada provete, bem como das deformações vertical e horizontal que cada um sofreu ao longo do ensaio.

Depois de registrados todos os dados obtidos estes vão ser tratados e devidamente analisados no capítulo 4 – Resultados e Discussão.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

No presente capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais. Será também feita uma discussão sobre os mesmos permitindo assim perceber como se caracteriza a resistência ao corte em fissuras induzidas em pavimentos rígidos.

Assim sendo primeiro serão apresentados os resultados do ensaio realizado para a determinação da classe de resistência do betão, seguidamente os resultados do ensaio brasileiro, que permitem determinar a resistência à tracção do betão fraco (betão para o qual foi realizado o ensaio brasileiro) e, por fim, os resultados do ensaio de corte para ambos os betões.

### 4.1. Classe de Resistência do Betão

Para o betão C45/55 (elaborado na BetãoLiz), uma amostra de cada amassadura, num total de três, foram ensaiadas à compressão, aos 14 dias, para possibilitar a determinação da classe de resistência do betão. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Betão C45/55 – Ensaio à compressão aos 14 dias

Amostra	Resistência à compressão (MPa)	Massa (kg)
A	51,3	8,142
B	56,7	8,201
C	56,3	8,154

O mesmo foi feito para outras três amostras, aos 28 dias de idade do betão. Os resultados estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Betão C45/55 – Ensaio à compressão aos 28 dias

Amostra	Resistência à compressão (MPa)	Massa (kg)
A	57.2	8.180
B	62.5	8.279
C	56.3	8.106

O betão C20/25 (elaborado no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro) também foi ensaiado à compressão. Assim foram ensaiados três exemplares, um de cada amassadura, apenas para os 28 dias de cura. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Betão C20/25 – Ensaio à compressão aos 28 dias

Amostra	Resistência à compressão (MPa)	Massa (kg)
A	29,3	8,170
B	26,6	7,994
C	29,9	8,076

Analizados os resultados obtidos pode-se caracterizar cada um dos dois tipos de betão pela sua classe de resistência. Assim, e segundo EN 1992 – 1-1: 2004 os betões elaborados são classificados da seguinte forma (Tabela 7):

Tabela 7. Classificação dos betões produzidos

Betão	Classe de resistência
Forte (elaborado na BetãoLiz)	C45/55
Fraco (elaborado no Laboratório de Eng. Civil da Universidade de Aveiro)	C20/25

Foram elaborados dois tipos de betões, de resistências a compressão muito diferentes, para se poder estudar o efeito desta resistência na resistência ao corte em fissuras.

## 4.2. Ensaio Brasileiro

No presente subcapítulo vão ser apresentados os resultados obtidos no ensaio brasileiro. O ensaio brasileiro consistiu na rotura dos provetes segundo uma direcção pré definida, e, deste ensaio, foram registados os valores da força aplicada para o betão C20/25.

Os resultados aqui descritos referem-se à força necessária para separar o provete em dois, segundo um eixo de solicitação (Figura 16). Assim, os valores registados foram a força aplicada e a massa de cada provete. (Tabela 8)



Tabela 8. Força necessária para fracturar os provetes ao meio e massa correspondente

Provete	Força aplicada (kN)	Massa (kg)	Resistência à tracção (MPa)
A <sub>1</sub>	88,5	14,368	1,409
A <sub>2</sub>	93,6	14,322	1,490
A <sub>3</sub>	94,2	14,541	1,499
A <sub>4</sub>	94,3	14,425	1,501
B <sub>1</sub>	81,8	14,355	1,302
B <sub>2</sub>	83,6	14,402	1,331
B <sub>3</sub>	86,0	14,276	1,369
B <sub>4</sub>	90,3	14,443	1,437
C <sub>1</sub>	95,0	14,058	1,512
C <sub>2</sub>	91,6	14,192	1,458
C <sub>3</sub>	120,7	14,375	1,921
C <sub>4</sub>	87,3	14,246	1,389

Com estes dados e sabendo que as dimensões do provete são 20x20x15 cm<sup>3</sup>, pode-se determinar a resistência à tracção de cada uma das amostras.

Considerando a fórmula  $\sigma_{tracção} = \frac{2P}{\pi DL}$

Da fórmula, e como já foi descrito anteriormente, deve-se tomar o maior valor possível de D. Assim, tomaram-se as dimensões D e L com o mesmo valor, de 20 cm. Por conseguinte, obtiveram-se os seguintes resultados (Tabela 8):

De notar que os valores obtidos estão dentro do esperado. Nenhum valor é superior a 10% do valor da resistência à compressão. Esta condição está descrita na norma, onde os valores da resistência à tracção correspondem a cerca de 10% do valor da resistência à compressão (EN 1992 - 1-1 2004).

### 4.3. Ensaio de Corte

O ensaio de corte foi realizado a todos os provetes elaborados. Consistiu na aplicação de uma força horizontal que provocasse o deslizamento entre as duas faces de cada provete. Os resultados obtidos surgem nos subcapítulos seguintes.

O tratamento de dados foi feito de igual forma para todos os provetes ensaiados, e, por isso, apenas se apresenta aqui um exemplo.

São também mostradas as comparações feitas entre os resultados obtidos para os diferentes provetes e para os dois betões.

Por fim, é feita uma discussão dos resultados obtidos e uma comparação com os resultados obtidos da bibliografia consultada.

#### 4.3.1. Resultados e tratamento de dados

No presente subcapítulo serão apresentados os resultados obtidos do ensaio de corte, para um provete aleatório, neste caso referente ao provete C1 do betão C45/55.

Para cada provete foram elaborados um conjunto de gráficos de forma a facilitar a análise e a discussão de resultados.

As tensões de corte e de confinamento foram corrigidas tendo em conta a área da superfície que fez a aplicação da tensão no provete. Assim, a Tabela 9 resume o cálculo efectuado para ambas as tensões.

Tabela 9. Resumo da correcção de  $\tau$  e de  $\sigma_N$

Para a correcção de $\tau$	$F_{\text{real}} = \tau_{\text{aplicado}} \times A_{\text{secção}}$	$\Phi = 70\text{mm}$	$\tau_{\text{corrigido}} = F_{\text{real}} / A_{\text{secção}}$
Para a correcção de $\sigma$	$F_{\text{real}} = \sigma_{\text{aplicado}} \times A_{\text{secção}}$	$\Phi = 50\text{mm}$	$\sigma_{\text{corrigido}} = F_{\text{real}} / A_{\text{secção}}$

A correcção do deslocamento horizontal ( $d_H$ ) foi feita recorrendo à equação que traduz o início do ensaio, eliminando o efeito do encosto dos pontos de aplicação das tensões.

O gráfico utilizado foi o que relaciona a tensão de corte ( $\tau$ ) com o deslocamento horizontal ( $d_{H\text{CORRIGIDO}}$ ). Com esta equação foi determinado o valor do deslocamento horizontal ( $d_H$ ) para o qual a tensão de corte corrigida ( $\tau_{\text{CORRIGIDO}}$ ) é zero. Ao valor do deslocamento horizontal ( $d_H$ ) foi deduzido este cálculo. (ver Figura 30)

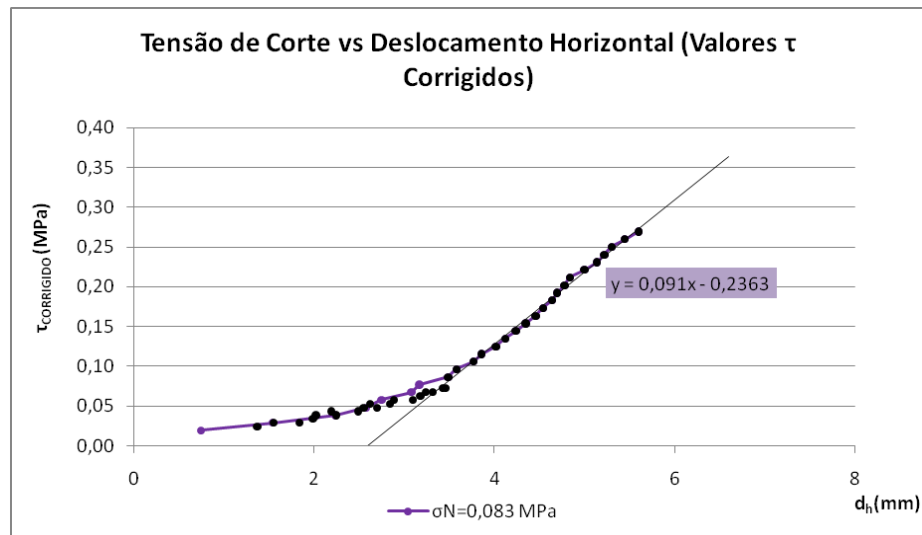


Figura 30. Gráfico  $\tau_{\text{CORRIGIDO}}$  vs  $d_H$  e a equação que mostra o início do ensaio

Depois de corrigido o efeito do encosto é fundamental que todos os gráficos Tensão de Corte vs Deslocamento Horizontal comecem no ponto (0,0). Para tal, os valores da tensão de corte foram afectados de uma translação no eixo das ordenadas de modo a iniciarem na origem.

Posteriormente os gráficos  $\tau_{\text{CORRIGIDO}}$  vs  $d_H$  foram limitados ao intervalo [0,1] mm de deslocamento isto porque um deslocamento superior a 1mm já iria significar uma deformação excessiva. (Figura 31)

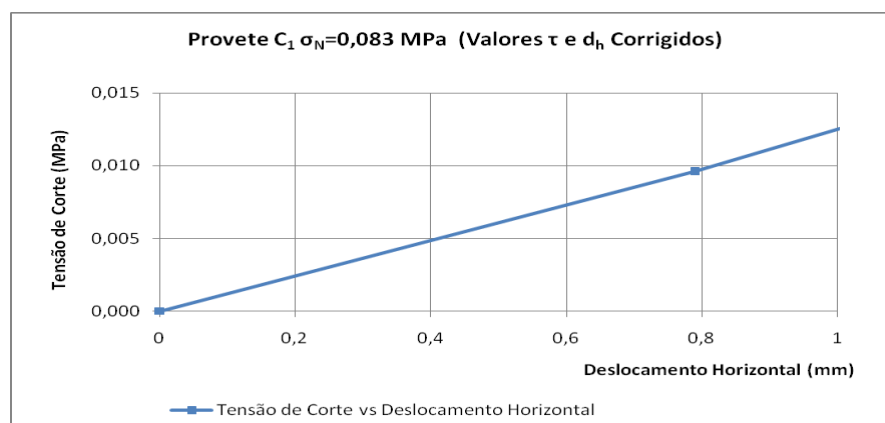


Figura 31. Gráfico Tensão de Corte vs Deformação Horizontal

São estes resultados obtidos da parte experimental e corrigidos que vão ser utilizados na modelação numérica dum pavimento. Estes resultados, nomeadamente, a tensão de corte e o deslocamento, serão as características da ligação entre as duas faces da junta.

#### 4.3.2. Relações entre os resultados obtidos – Betão C45/55

Presentemente, e depois de corrigidos todos os valores, serão elaboradas relações entre os resultados obtidos para o betão C45/55.

A Tabela 10 mostra todos os valores da tensão de corte de pico e respectivo valor da tensão de confinamento, para todos os provetes das três amassaduras.

Para que estes valores pudessem ser relacionados foi calculada a média de todas as tensões de corte de pico,  $\tau_{\text{pico}}$ , obtidas para a mesma tensão de confinamento,  $\sigma_N$ . Estes valores estão resumidos na Tabela 11.

Tabela 10. Valores de  $\sigma_{\text{NCORRIGIDO}}$  e de  $\tau_{\text{CORRIGIDO(pico)}}$  para todos os provetes

	$\tau_{\text{CORRIGIDO}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{NCORRIGIDO}}$ (MPa)
C4	0,1395	0,0245
C4	0,1155	0,0442
C2	0,2598	0,0638
C1	0,2694	0,0834
B3	0,2020	0,0245
B2	0,2694	0,0491
B4	0,1155	0,0614
A3	0,1155	0,0245

Tabela 11. Valores médios (de pico) de  $\sigma_{\text{NCORRIGIDO}}$  e respectivos valores de  $\tau_{\text{CORRIGIDO}}$

	$\tau_{\text{CORRIGIDO}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{NCORRIGIDO}}$ (MPa)
Valores médios (de pico)	0,1523	0,0245 <sup>c</sup>
	0,1924	0,0466
	0,1876	0,0626
	0,2694	0,0834

<sup>c</sup> Este número foi calculado como sendo a média entre todas as tensões de confinamento cujo valor era semelhante.

Na Tabela 11 estão presentes os valores médios da tensão de confinamento (valores médios entre cada valor semelhante de cada amassadura) e respectivos valores da tensão de corte.

Com estes dados foi elaborada a envolvente de rotura Mohr-Coulomb (ilustrada na Figura 32), que relaciona todos os valores obtidos da parte experimental, para todos os provetes do betão C45/55.

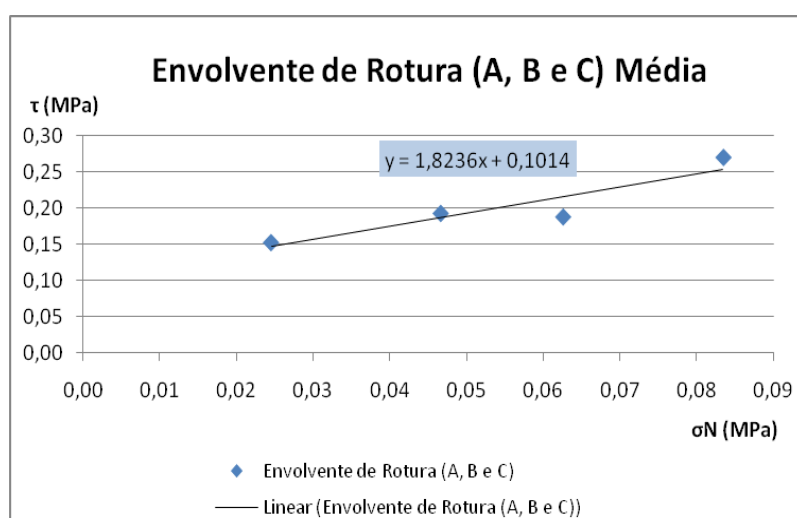


Figura 32. Envolverte de rotura Mohr-Coulomb C45/55

Da análise da envolvente de rotura Mohr-Coulomb para o betão C45/55 verifica-se que a tensão de corte de pico ( $\tau$ ) aumenta com o aumento da tensão de confinamento aplicada ( $\sigma_N$ ).

É esta lei de rotura que vai ser aplicada na modelação numérica para o betão C45/55.

#### 4.3.3. Relações entre os resultados obtidos – Betão C20/25

Presentemente, e depois de corrigidos todos os valores, serão elaboradas relações entre os resultados obtidos para o betão C20/25.

A Tabela 12 mostra todos os valores da tensão de corte de pico e respectivo valor da tensão de confinamento, para todos os provetes das três amassaduras.

Para que estes valores pudessem ser relacionados foi calculada a média de todas as tensões de corte de pico,  $\tau_{\text{pico}}$ , obtidas para a mesma tensão de confinamento,  $\sigma_N$ . Estes valores estão resumidos na Tabela 13.

Tabela 12. Valores de  $\sigma_{\text{NCORRIGIDO}}$  e de  $\tau_{\text{CORRIGIDO(pico)}}$  para todos os provetes

	$\tau_{\text{CORRIGIDO}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{NCORRIGIDO}}$ (MPa)
C3	0,3752	0,0491
C2	0,2598	0,0736
C1	0,5773	0,0982
B4	0,2213	0,0245
B2	0,2405	0,0491
B1	0,3464	0,0736
B3	0,2405	0,0982
A3	0,2405	0,0245
A2	0,1732	0,0442
A4	0,5292	0,0712
A1	0,3848	0,0933

Tabela 13. Valores médios (de pico) de  $\sigma_{\text{NCORRIGIDO}}$  e respectivos valores de  $\tau_{\text{CORRIGIDO}}$

	$\tau_{\text{CORRIGIDO}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{NCORRIGIDO}}$ (MPa)
Valores médios	0,2309	0,0245
	0,2630	0,0475
	0,3784	0,0728
	0,4009	0,0965

Na Tabela 13 estão presentes os valores médios da tensão de confinamento (valores médios entre cada valor semelhante de cada amassadura) e respectivos valores da tensão de corte.

Com estes dados foi elaborada a envolvente de rotura Mohr-Coulomb (ilustrada na Figura 33), que relaciona todos os valores obtidos da parte experimental, para todos os provetes do betão C20/25.

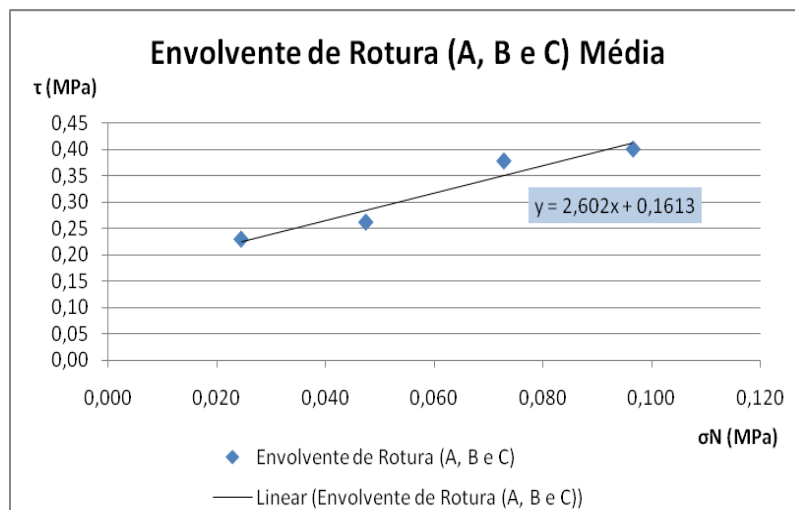


Figura 33. Envolvente de ruptura Mohr-Coulomb C20/25

Da análise da envolvente de ruptura Mohr-Coulomb para o betão C20/25 verifica-se que a tensão de corte de pico ( $\tau$ ) aumenta com o aumento da tensão de confinamento aplicada ( $\sigma_N$ ).

Esta lei vai ser aplicada a modelação numérica para o betão C20/25.

#### 4.3.4. Discussão

Analizando todos os resultados obtidos da parte pratica podem-se assumir alguns pressupostos base que serão tidos em conta ainda no presente trabalho.

Apesar de todos os gráficos Tensão de Corte vs Deslocamento Horizontal se prolongarem para além das deformações de valor igual a 1 milímetro, esse resultado foi ignorado já que uma deformação superior a 1 milímetro num pavimento é excessiva e pode-se assumir que o pavimento está em elevadas condições de deterioração (Quaresma 1992). Assim, o pavimento já não está em condições satisfatórias para ser utilizado. Este intervalo (limitar os gráficos Tensão de Corte vs Deslocamento Horizontal ao intervalo [0,1]) foi adoptado pois, apesar de ser um valor empírico e sem base científica, resulta de vários anos de experiencia.

As envolventes de rotura, para ambos os betões, foram determinadas tendo em conta os resultados obtidos da parte experimental. Ambas as envolventes de rotura mostram que a tensão de corte de pico aumenta com o aumento da tensão de confinamento. Estas envolventes de rotura definem uma lei de Mohr-Coulomb que vai ser seguida na modelação.

Todos os resultados obtidos da parte experimental vão ser utilizados na modelação do comportamento de um pavimento tipo. Após essa modelação, serão apenas modelados os resultados que obedecem a lei de rotura de Mohr-Coulomb.

É necessário relembrar que o conceito *Deslocamento Horizontal* utilizado na parte experimental corresponde a um Deslocamento Vertical na realidade e nos capítulos Modelação Numérica e Conclusões.

Quaresma (1992) aplicou os mesmos princípios que foram aplicados na presente tese para caracterizar as fissuras na base de um pavimento semi-rígido, analisando amostras retiradas de um lanço entre Celorico da Beira e Guarda, no IP5.

O seu estudo visa compreender como se comporta um pavimento fissurado devido a variações térmicas e higrométricas.

Os provetes foram ensaiados de forma semelhante, senão no afastamento entre cada face da fissura, em que o autor considerou 4 afastamentos (sendo um deles contacto total, ou seja, afastamento nulo). Assim, a seguinte análise recai apenas sobre os resultados obtidos para o afastamento nulo, para que possa ser comparado com os resultados da presente dissertação.

Apesar de os provetes terem sido ensaiados para diferentes estados de tensão de confinamento, há um deles que coincide com o estudo da presente tese e são esses valores que vão ser analisados.

Os resultados obtidos por Quaresma (1992) estão sintetizados na Tabela 14, no entanto o documento pode ser consultados, na íntegra, nos anexos.



Tabela 14. Resumo dos resultados da bibliografia (Quaresma 1992)

Tensão de Confinamento, $\sigma_N$ (MPa)	Tensão de Corte de Pico, $\tau$ (MPa) (para os diferentes provetes)
0,1	0,1
	0,2
	0,1
	0,1
	0,2

Tabela 15. Resumo dos resultados obtidos na presente tese, para o betão C20/25

Tensão de Confinamento, $\sigma_N$ (MPa)	Tensão de Corte de Pico, $\tau$ (MPa) (para os diferentes provetes)
0,098	0,11
	0,13
0,093	0,19

O valor obtido para o betão C45/55 foi díspar e por não ser um tipo de betão comparável não vai ser considerado.

Assim sendo, pode-se proceder a análise e comparação dos resultados obtidos com os resultados da bibliografia. Os resultados podem ser comparados pois correspondem a dois betões semelhantes entre si.

Tabela 16. Médias dos resultados obtidos na bibliografia e na presente dissertação

Resultados da bibliografia (Quaresma 1992)		Resultados da presente dissertação	
$\sigma_N$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_N$ (MPa)	$\tau$ (MPa)
0,1	0,14	0,0955	0,143

Verifica-se que os resultados estão dentro da mesma ordem de grandeza (Tabela 14 e Tabela 15) e que a média dos valores obtidos são muito semelhantes (Tabela 16)



## 5. MODELAÇÃO NUMÉRICA E RESULTADOS

No presente capítulo serão apresentados os resultados da modelação numérica que foi realizada, recorrendo ao programa de cálculo SAP2000.

A modelação numérica tem como objectivo simular o comportamento não-linear de uma fissura num pavimento rígido. Esta simulação tem em consideração todos os dados obtidos através dos ensaios laboratoriais realizados e respectivos dados obtidos.

O pavimento modelado, representado na Figura 34, foi carregado do lado direito da fissura com o valor equivalente ao deflectómetro de impacto, cujo valor de carga é de 65kN ao longo de 300mm de comprimento.

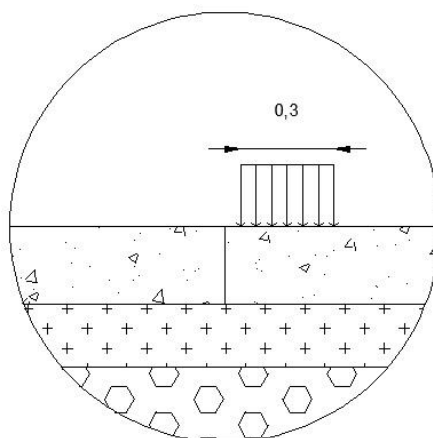


Figura 34. Pormenor do carregamento do pavimento na modelação numérica (cotas em metros)

Os princípios assumidos para todos os casos de modelação foram os mesmos. O carregamento sempre na mesma zona e sempre de igual valor (Figura 34), a utilização de “GAP” (que não são mais do que dispositivos que não permitem que as faces da fissura se sobreponham mas permitem que se afastem) e de molas onde foram aplicados os resultados obtidos da parte experimental.

Assumindo estes pressupostos, foram modelados todos os provetes para os quais se consideraram válidos os valores obtidos da parte experimental, num total de 19 modelações.

A Figura 35 mostra o esquema modelado no programa de elementos finitos, SAP2000.

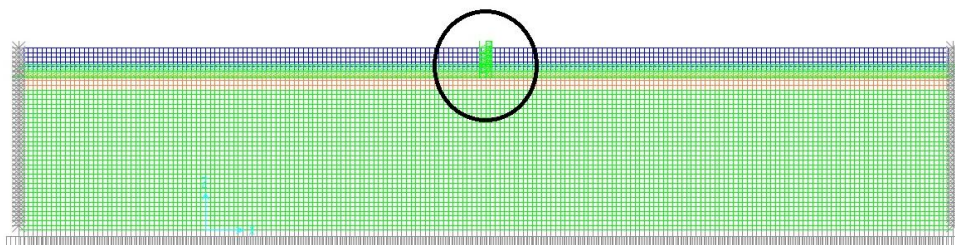


Figura 35. Esquema da fissura modelada (retirado do SAP2000)

Na modelação foi aplicada a lei que caracteriza a resistência da mola. Essa lei foi determinada experimentalmente para os provetes de ambos os betões.

Como esta lei é definida por uma relação entre a força aplicada e a deformação resultante foi necessário determinar os valores a aplicar. Estes valores dependem da mola e da zona em que ela está colocada, sendo que as molas colocadas no topo e na base da camada de betão vão ter uma lei de deformação diferente das restantes. Esta diferença surge devido á área de influencia de cada mola, sendo que as molas dos extremos tem menor área de influencia que as restantes.

Na Figura 36 é visível a diferença das áreas de influência das molas exteriores para as interiores. As áreas de influência das molas externas são metade da área de influência das molas internas.

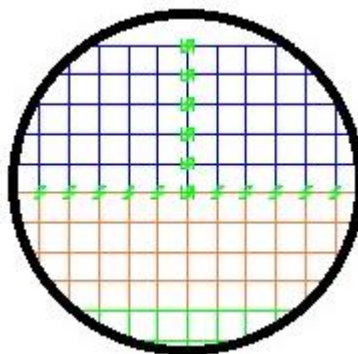


Figura 36. Pormenor a fissura modelada (retirado do SAP2000)

## 5.1. Resultados da Modelação Numérica

Nesta fase foram registados os valores da deformação vertical (que corresponde a deformação horizontal registada na parte experimental) ao longo da camada de betão. Estes valores foram registados em ambas as faces da fissura. Seguidamente foi feito o cálculo do diferencial das deformações já que ambas as faces da fissura deformam de forma diferente.

Depois deste registo, tornou-se necessário verificar as tensões de corte ao longo da fissura. Assim, foram registados os valores da tensão de corte ao longo da camada de betão, da camada de ABGE (agregado britado de granulometria extensa) e no topo do solo de fundação.

De seguida vão ser apresentados resultados da modelação que tiveram como base a aplicação dos resultados obtidos da parte experimental no modelo numérico. A título de exemplo será mostrada apenas uma das modelações efectuadas, sendo que o procedimento e os dados registados foram os mesmos para todas.

O provete em questão é o provete C3 cujo betão é C20/25.

Tabela 17. Resultados da modelação para um provete do betão C20/25

PROVETE C3				
PONTOS	Deformação Vertical (mm)	PONTOS	Deformação Vertical (mm)	DIFERENCIAL (mm)
A <sub>e</sub> (0 mm)	-0,30194	A <sub>d</sub> (0 mm)	-0,55059	-0,24865
B <sub>e</sub> (-50 mm)	-0,30325	B <sub>d</sub> (-50 mm)	-0,55204	-0,24879
C <sub>e</sub> (-100 mm)	-0,30429	C <sub>d</sub> (-100 mm)	-0,55301	-0,24872
D <sub>e</sub> (-150 mm)	-0,30477	D <sub>d</sub> (-150 mm)	-0,55332	-0,24855
E <sub>e</sub> (-200 mm)	-0,30488	E <sub>d</sub> (-200 mm)	-0,55331	-0,24843
F <sub>e</sub> (-250 mm)	-0,3048	F <sub>d</sub> (-250 mm)	-0,55348	-0,24868

Os resultados apresentados na Tabela 17 são a deformação vertical da fissura em ambas as faces, sendo X<sub>e</sub> à esquerda e X<sub>d</sub> à direita. São apresentadas todas as profundidades onde foram registados os valores das deformações, na camada de betão.

A última coluna da tabela regista o diferencial de deformação vertical entre as duas faces da fissura.

Para que seja mais fácil compreender estes resultados foram elaborados os gráficos da Figura 37. Estes mostram a variação da deformação vertical com a profundidade, em ambas as faces.

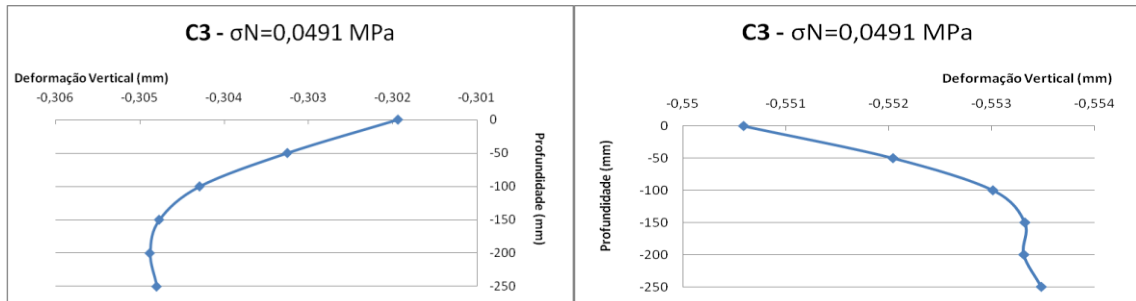


Figura 37. Deformação Vertical vs Profundidade em ambas as faces

Da análise destes gráficos pode-se verificar que a deformação na face direita é superior à esquerda, uma vez que foi do lado direito da fissura que foi feito o carregamento. De notar que a deformação vertical mais elevada ocorre na base da camada de betão.

Após esta análise tornou-se indispensável caracterizar o diferencial da deformação vertical, ou seja, a diferença entre a deformação vertical sentida na face esquerda e na face direita da fissura. Assim sendo, foi elaborado o gráfico representado na Figura 38.

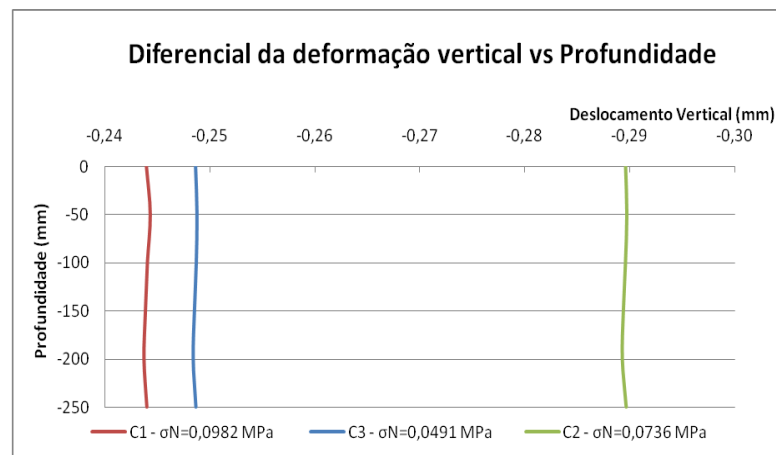


Figura 38. Variação do diferencial da deformação vertical com a profundidade

O gráfico da Figura 38 ilustra a variação do diferencial da deformação vertical entre as duas faces da fissura com a profundidade da camada de betão. No gráfico estão indicadas as

tensões de confinamento aplicadas a cada provete na fase experimental. Neste caso estão representados os diferenciais da deformação vertical para todos os provetes da mesma amassadura.

Da análise do gráfico da Figura 38 verifica-se que a fissura deforma verticalmente de uma forma homogênea, ou seja, a variação da deformação vertical ao longo da camada de betão não é significativa.

Para o mesmo exemplo da modelação foram registados os valores das tensões de corte que surgem na face direita da fissura (por ser a mais carregada foram registados os valores nesta face) ao longo das camadas de betão, agregado britado de granulometria extensa (ABGE) e no topo da camada de solo de fundação (SF).

Para que seja mais fácil a análise dos valores obtidos foi elaborado um gráfico que mostra a evolução da variação da tensão de corte ao longo das camadas do pavimento. (Figura 39)

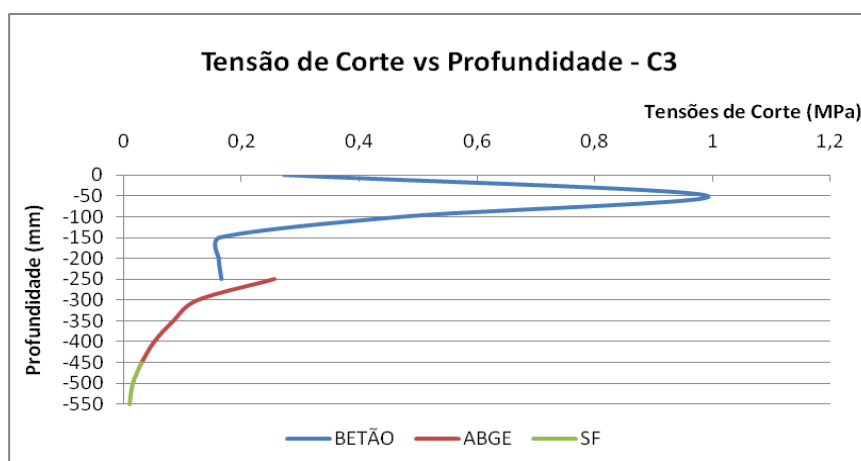


Figura 39. Representação gráfica da variação da tensão de corte ao longo das camadas que constituem o pavimento

Analisando o gráfico em questão verifica-se que o pico da tensão de corte acontece não no topo da camada de betão mas a 5 centímetros de profundidade. Isto porque o carregamento do pavimento não foi feito exactamente sobre a fissura mas sim a uma distância mínima da fissura. Daí a tensão de corte de pico sofrer esta “translação vertical”.

De forma a compreender como variam as tensões de corte na fissura com o tipo de betão foram sobrepostos todos os gráficos tensão de corte vs profundidade obtidos para o betão C20/25 (Figura 40).

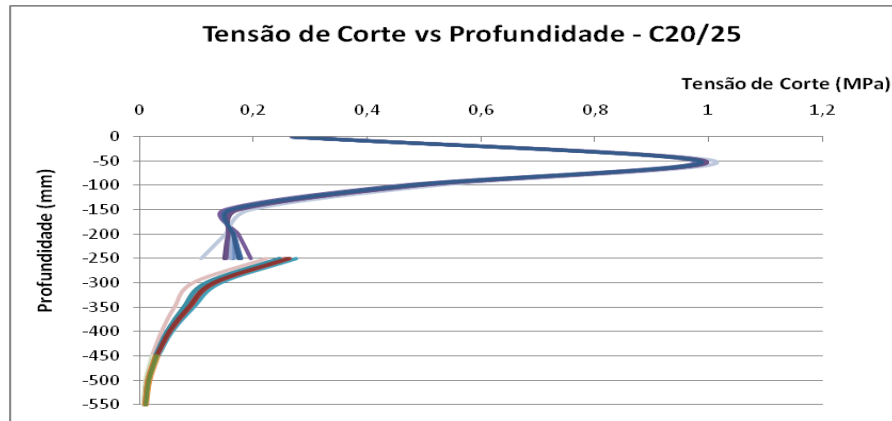


Figura 40. Tensão de Corte vs Profundidade (todos os provetes C20/25)

Como as tensões de corte variam de forma muito semelhante para qualquer provete modelado foi calculada a média de todos os valores da tensão de corte obtidos para as diferentes profundidades, neste tipo de betão, C20/25 e esses resultados estão representados no gráfico da Figura 41.

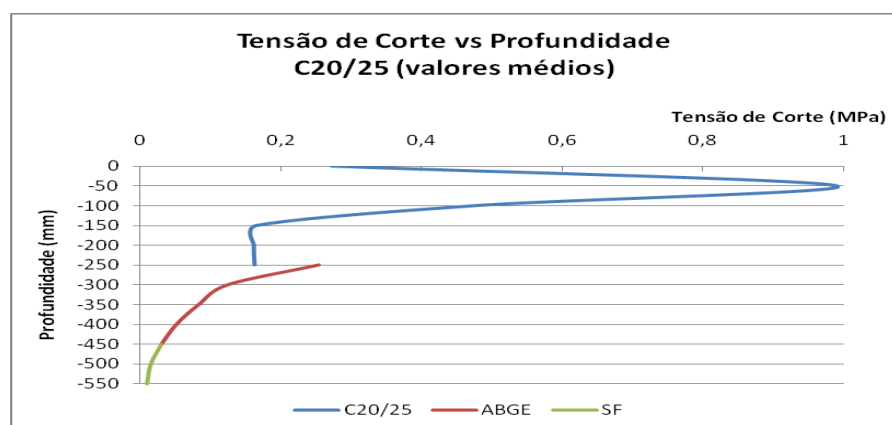


Figura 41. Tensão de Corte vs Profundidade (C20/25)

Analisado os gráficos das duas figuras anteriores (Figura 40 e Figura 41) pode-se verificar que a variação da tensão de corte ao longo das camadas é semelhante para todos os provetes e que por isso se pôde fazer a media destes resultados.



## 5.2. Relação entre os Resultados Obtidos para a Modelação dos Betões

No presente capítulo serão descritas e analisadas todas as relações efectuadas entre os dois tipos de betão.

Primeiramente foram sobrepostos todos gráficos com os resultados obtidos para todos os provetes de ambos os betões e após isso, foram calculadas as médias desses resultados para que pudessem ser comparados entre eles.

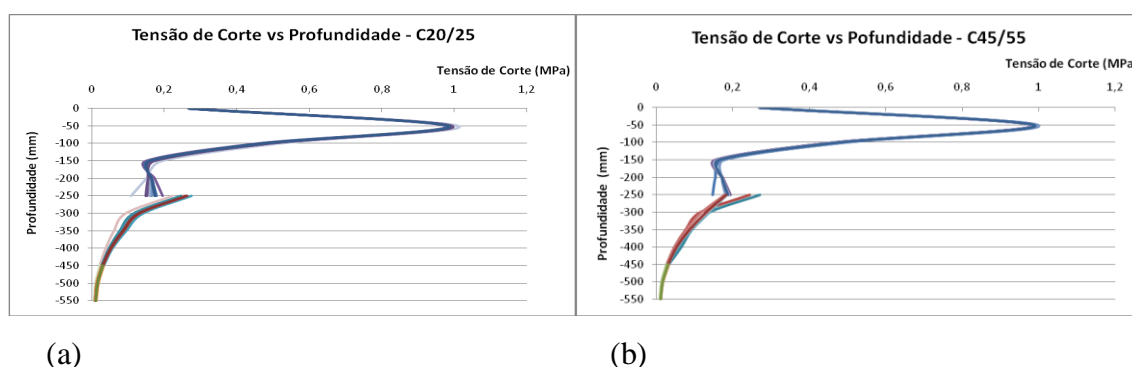


Figura 42. Relação Tensão de Corte vs Profundidade (gráficos sobrepostos) para: (a) C20/25; (b) C45/55

Ao sobrepor os gráficos tensão de corte vs profundidade de todos os provetes de cada betão verifica-se que a maior dispersão de valores, mesmo sendo pequena, acontece na transição de camadas (Figura 42).

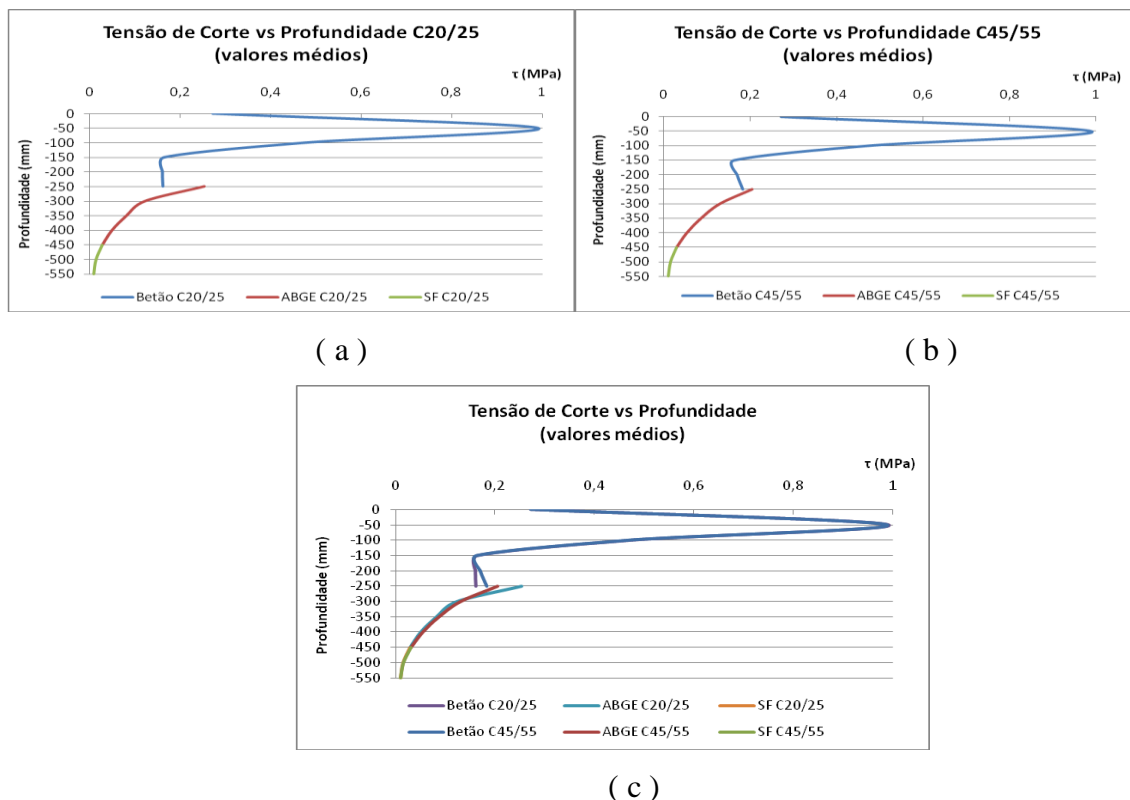


Figura 43. Relação Tensão de Corte vs Profundidade para: ( a ) C20/25; ( b ) C45/55; ( c ) os dois betões

Nos gráficos da Figura 43 estão representadas as médias dos valores obtidos para as tensões de corte para todas as modelações efectuadas para os dois tipos de betões, ao longo da profundidade. Os gráficos (a) e (b) mostram a variação da tensão de corte ao longo da profundidade para o betão C20/25 e para o betão C45/55, respectivamente. Já o gráfico (c) mostra a relação entre os dois betões no que toca a variação das tensões de corte.

Da análise do gráfico acima referenciada pode-se concluir que o tipo de betão não influi nos resultados obtidos para as tensões de corte sentidas na fissura. Isto porque a tensão de corte vai apenas depender do atrito gerado entre as duas faces da fissura, o chamado aggregate interlock. Os valores que diferem são junto a transição entre a camada de betão para a camada de agregado (ABGE), já que a rigidez altera consideravelmente de uma rigidez elevada (C45/55) para uma mais baixa (C20/25).

### 5.3. Aplicação da Envolvente de Rotura de Mohr-Coulomb à Modelação Numérica

Da envolvente de Mohr-Coulomb verifica-se que a tensão de corte de pico aumenta com o aumento da tensão de confinamento e, assim sendo, todos os provetes que não obedeceram a este princípio foram excluídos da modelação.

Depois de analisadas as leis de Mohr-Coulomb obtidas para os dois tipos de betão na parte experimental, foram seguidos os seus princípios e aplicados nas modelações. Para tal foi feita a média da lei tensão de corte vs deformação (da parte experimental) de todos os provetes sujeitos à mesma tensão de confinamento. Com estes dados foram feitas novas modelações do comportamento da fissura.

Como alguns resultados práticos não respeitavam a lei foram ignorados.

A título de exemplo será mostrado de seguida o resultado da modelação da fissura para uma tensão de confinamento aleatória (Figura 44).

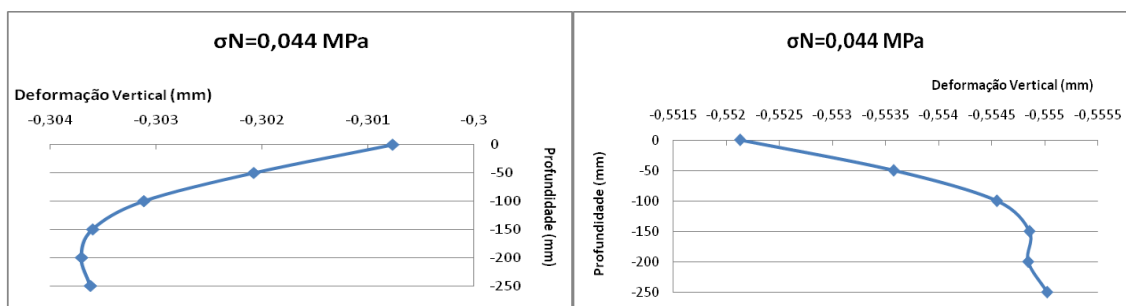


Figura 44. Variação da deformação vertical na camada de betão, para a tensão de confinamento  $\sigma=0,044$ MPa

Na Figura 44, o gráfico da esquerda refere-se à deformação vertical sentida na face esquerda da fissura e o gráfico da direita mostra a deformação na face direita da fissura.

O que interessa determinar nesta fase é se os resultados da modelação seguem o comportamento descrito pela lei da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb. Por isso serão analisados os diferenciais de deformação vertical com a profundidade (Figura 45).

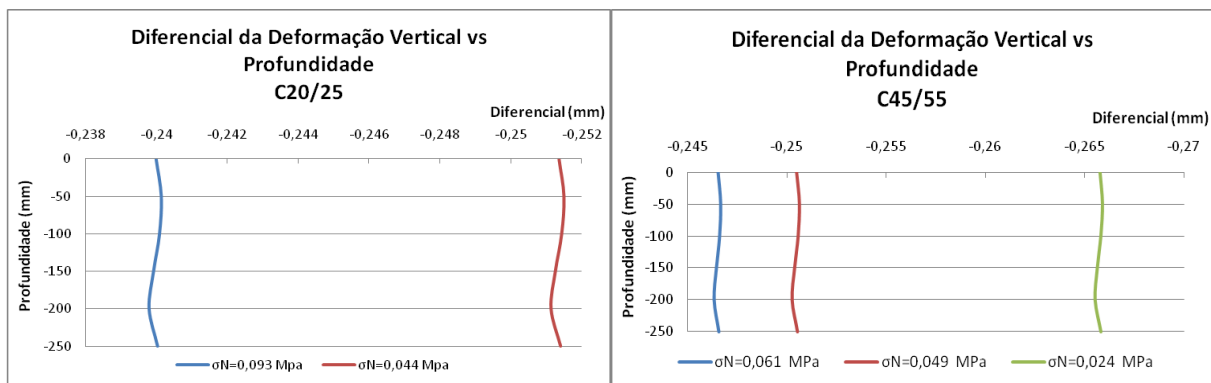


Figura 45. Evolução da deformação vertical ao longo da camada de betão, com a variação da tensão de confinamento.

Os gráficos da Figura 45 ilustram a evolução do diferencial da deformação vertical da fissura ao longo da camada de betão, para ambos os betões. Nos gráficos pode verificar-se que a deformação vertical varia de uma forma pouco significativa com a profundidade. Os resultados apresentados estão de acordo com a lei da envolvente de Mohr-Coulomb. Assim sendo, pode-se dizer que a deformação vertical de uma fissura diminui com o aumento da tensão de confinamento.

Após a aplicação da lei de rotura de Mohr-Coulomb é necessário verificar as tensões de corte ao longo das camadas do pavimento. Assim sendo a figura seguinte mostra a evolução das tensões de corte com a profundidade, estando representadas na camada de betão, na camada de ABGE e no topo do solo de fundação.

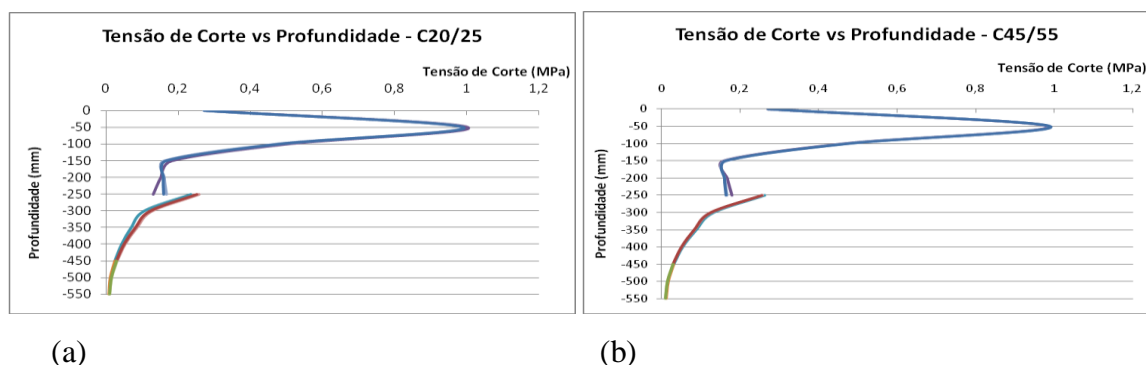


Figura 46. Tensão de Corte vs Profundidade, segundo a envolvente de rotura, para: (a) C20/25; (b) C45/55

Analisando os gráficos da Figura 46 e comparando-os com os obtidos na Figura 42 verifica-se que não existe uma diferença considerável entre eles.

Prova disso são os gráficos ilustrados na 0, onde se sobrepueram o gráfico que não seguiu a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb e o gráfico que a seguiu.

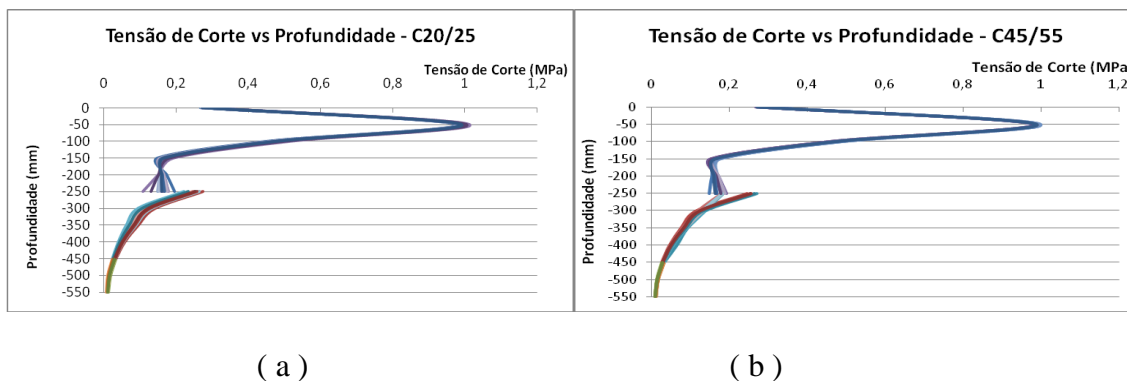


Figura 47. Tensão de Corte vs Deslocamento com e sem lei da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb para: (a) C20/25; (b) C45/55

Analisando os gráficos da 0 pode-se então confirmar que a lei da envolvente de rotura não influi na variação das tensões de corte ao longo das camadas.

Depois disto foi calculada a media de todas as tensões de corte verificadas ao longo das camadas de betão, de ABGE e no topo do solo de fundação e os resultados são apresentados sob a forma de gráficos na Figura 48.

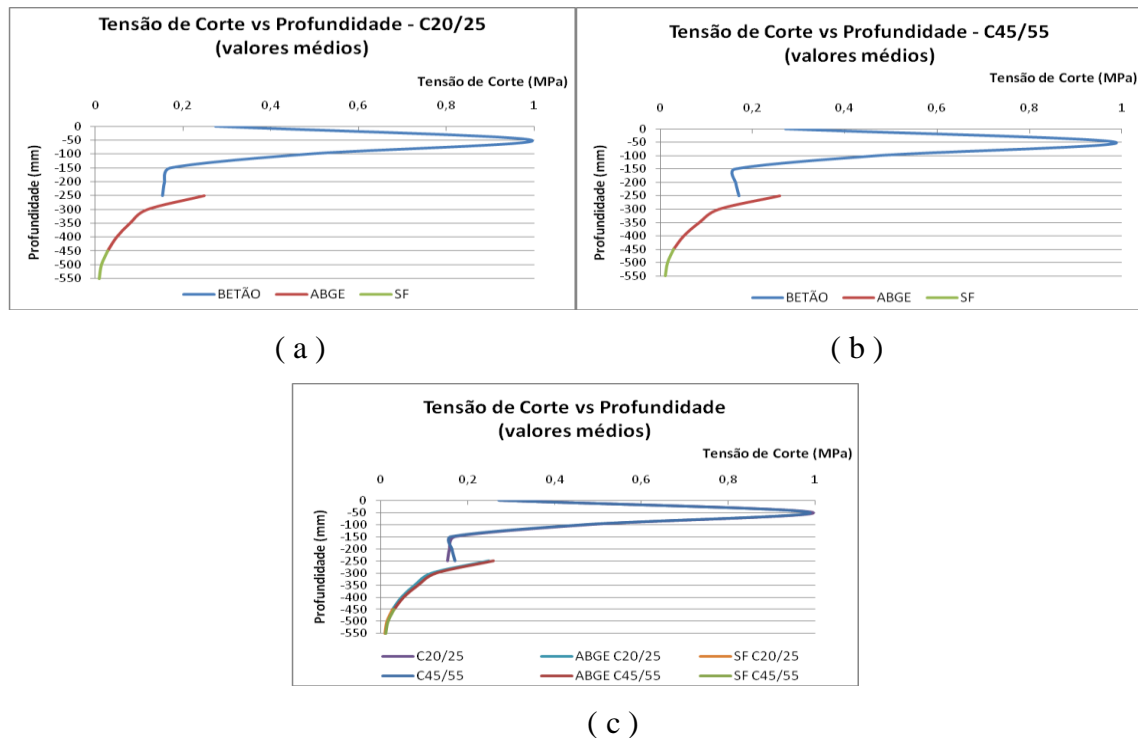


Figura 48. Tensão de Corte vs Deslocamento (valores médios) para: ( a ) C20/25; ( b ) C45/55; ( c ) os dois betões

Nos gráficos da Figura 48 estão representados os resultados para a variação da tensão de corte com a profundidade. Nos gráficos (a) e (b) mostram os valores médios obtidos para todas as modelações. Já o gráfico (c) mostra a sobreposição dos dois gráficos anteriores. De notar que, mais uma vez, o gráfico mostra que a tensão de corte não é influenciada pelo tipo de betão, mas sim pelo atrito criado na face da fissura. A zona que apresenta diferentes tensões de corte é a base da camada ligada, facto devido à diferença de rigidez existente entre o beto C20/25 e o C45/55.

## 6. CONCLUSÕES

O trabalho realizado enriqueceu o conhecimento sobre pavimentos rodoviários rígidos. Principalmente no que toca à resistência ao corte e deformações verticais em fissuras mas também no modo como os pavimentos rígidos são encarados.

A parte experimental da presente dissertação incidiu sobre a determinação da resistência ao corte em fendas induzidas em provetes de betão de duas classes. Também nesse ensaio foi possível caracterizar a deformação vertical numa fissura.

Como o intuito do ensaio de corte era determinar a resistência ao corte que se gera na fissura tornou-se impreterível modelar o comportamento de uma fissura num programa de elementos finitos. Uma vez que os resultados foram, como era de esperar, influenciados pelo efeito do embricamento gerado entre as duas faces da fenda os resultados obtidos não podiam ser analisados e discutidos separadamente. Os ensaios laboratoriais foram imprescindíveis para determinar a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb, que se tornou essencial na modelação.

Na modelação numérica foi definido um pavimento rodoviário rígido que tinha como base um carregamento de um dos lados da fissura, bem como condições de apoio e módulos de elasticidade pré-definidos. Foi a partir deste exemplar que se modelaram todas as situações possíveis, ou seja, aplicar todos os resultados obtidos da parte experimental.

Os resultados permitiram perceber como deforma a fissura quando sujeita a um carregamento nas suas imediações, bem como caracterizar as tensões de corte a que estava sujeita.

As deformações obtidas em pouco excedem os 0,5 milímetros e, por isso, pode-se assumir que a tensão gerada pela rugosidade dos agregados bem como a influência da tensão de confinamento a que a fissura está sujeita, são suficientes para garantir que o pavimento não deforma de forma excessiva.

Deste trabalho fica a convicção que as características intrínsecas de um pavimento rígido são suficientes para fazer face a fissuras que surjam ao nível da camada de betão.

Após a elaboração desta dissertação fica claro que, apesar dos estudos que já foram feitos sobre pavimentos rígidos, ainda há muito que compreender sobre o seu comportamento em condições de utilização. De futuro será interessante estudar como se desenvolvem as fissuras ao longo da vida útil de um pavimento rígido, bem como a importância que isso tem nas condições de serviço do mesmo.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, J. C. G. R. d. (1986). Análise Estrutural de Pavimentos Rígidos pelo Método dos Elementos Finitos. Lisboa, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Baptista, A. M. and L. Picado-Santos Estruturas de Pavimento Rodoviário Flexível.

Branco, F., P. Pereira, et al. (2005). Pavimentos Rodoviários. Editora Almedina, Coimbra.

Branco, J. J. R. (2008). Caracterização de Maciços Rochosos. Resistência ao Corte de Diaclases. Departamento de Geociências. Aveiro, Universidade de Aveiro. **Tese de Mestrado**.

Brink, A. C. (2003). Modelling Aggregate Interlock Load Transfer at Concrete Pavement Joints. Faculty of Engineering, University of Pretoria. **Philosophiae Doctor (Engineering)**.

Brink, A. C., E. Horak, et al. (2004). Improvement of Aggregate Interlock Equation Used in Cncpave. Proceedings of the 23rd Southern African Transport Conference (SATC 2004). Pretoria, South Africa.

Brito, L. A. T. (2006). Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral Sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Tese de Mestrado**.

Castilho, A. J. d. (1995). Pavimentos Rodoviários. Lisboa, LNEC.

Colim, G. M. (2009). Estudo dos Fatores que Afetam a Transferência de Carga em Juntas de Pavimentos de Concreto Simples. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Universidade Estadual de Goiás. **Tese de Mestrado**.

Delatte, N. (2008). Concrete Pavement Design, Construction, and Performance.

Domingos, P. M. G. (2007). Reforço de Pavimentos Rígidos: Modelação do Comportamento Estrutural, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. **Tese de Mestrado**.

EN 1992 - 1-1 (2004). Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, Comité Européen de Normalisation.

Gama, C. D. d., H. C. Pereira, et al. (2002). Método Expedito para Determinação das Características de Corte de Rochas e de Deslizamento de Diaclases. 8º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa.

Guerreiro, H. J. P. (2000). Exploração Subterrânea de Mármore - Aspectos Geotécnicos. Lisboa, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. **Tese de Mestrado**.

Hanekom, A. C., E. Horak, et al. (2001). Results of Pilot Study Investigation into Aggregate Interlock Load Transfer Efficiency at Joints in Concrete Pavements. 20th South African Transport Conference - 'Meeting the Transport Challenges in Southern Africa'. Pretoria.

Jang, S. H. (2005). Automated Crack Control Analysis for Concrete Pavement Construction Texas, Texas A&M University. **Master of Science**.

Jung, Y. s. and D. G. Zollinger (2007). Design and Construction Transition Guidelines for Concrete Pavement. Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration.

Jung, Y. s., D. G. Zollinger, et al. (2007). Best Practices of Concrete Pavement Transition Design and Construction. Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration.

Katsaga, T. (2010). Geophysical Imaging and Numerical Modelling of Fractures in Concrete. Department of Civil Engineering. Toronto, University of Toronto. **Doctor of Philosophy**.

LNEC and IST (2005) Conservação e Reabilitação de Pavimentos Rodoviários.

Minhoto, M. J. d. C. (2005). Consideração da Temperatura no Comportamento à Reflexão de Fendas dos Reforços de Pavimentos Rodoviários Flexíveis. Escola de Engenharia, Universidade do Minho. **Tese de Doutoramento**.

Müller, R. M. (2005). Avaliação de Trasmisão de Esforços em Pavimentos Intertravados de Blocos de Concreto. Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro. **Tese de Mestrado**.

Oliveira, P. L. d. (2000). Pojecto Estrutural de Pavimentos Rodoviários e de Pisos Industriais de Concreto. Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, Universidade de São Paulo. **Tese de Mestrado**.

Pereira, O. d. A. (1971). Pavimentos Rodoviários. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Plessis, L. d., P. J. Strauss, et al. (2007). Accelerated Pavement Testing of Load Transfer Through Aggregate Interlock and the Influence of Crack Width and Aggregate Type - A Case Study. International workshop on best practices for concrete pavements.

Quaresma, L. M. T. (1992). Estudos Relativos a Pavimentos Semi-Rígidos – Dimensionamento e Observação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. **Especialista**.

Reis, N. F. d. S. (2009). Análise Estrutural de Pavimentos Rodoviários - Aplicação a um Pavimento Reforçado com Malha de Aço. Instituto Superior Técnico. Lisboa, Universidade Técnica de Lisboa. **Tese de Mestrado**.

Rheinheimer, V. (2007). Utilização de Ensaio não Destrutivos no Controle Tecnológico de Execução de Pavimentos de Concreto Tipo Fast Track. Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC. **Tese de Mestrado**.

Sherwood, E. G., E. C. Bentz, et al. (2007). "Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs." ACI Structural Journal.

Silva, L. F. A. d. (2009). Pavimentos Aeroportuários: Análise de Soluções Rígidas e de Soluções Flexíveis. Departamento de Engenharia Civil. Aveiro, Universidade de Aveiro. **Tese de Mestrado**.

Taylor, P. C., S. H. Kosmatka, et al. (2006). Integrated Materials and Construction Practices for Concrete Pavement: A State-of-the-Practice Manual.

Vale, C. M. N. A. S. d. (2004). Comportamento Estrutural de Pavimentos Rodoviários Flexíveis - Contributos para a Modelação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). **Tese de Mestrado**.

# ANEXOS



## Anexo 1 – Suggested Methods for Determining Shear Strength

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS  
COMMISSION ON  
STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TESTS

### Suggested Methods for Determining Shear Strength

Prepared by

J. A. Franklin (Coordinator) (*U.K.*); M. A. Kanji (*Brazil*); G. Herget and B. Ladanyi (*Canada*); K. Drozd and A. Dvorak (*Czechoslovakia*); P. Egger, H. Kutter and F. Rummel (*Germany*); N. Rengers (*Holland*); M. Nose (*Japan*); K. Thiel (*Poland*); F. Peres Rodrigues and J. L. Serafim (*Portugal*); Z. T. Bieniawski and T. R. Stacey (*South Africa*); F. Muzas (*Spain*); R. E. Gibson and N. B. Hobbs (*U.K.*); J. H. Coulson, D. U. Deere, R. K. Dodds, H. B. Dutro, A. K. Kuhn and L. B. Underwood (*U.S.A.*)

COMMITTEE ON FIELD TESTS  
DOCUMENT No. 1

FINAL DRAFT: FEBRUARY 1974

# Suggested Methods for Determining Shear Strength

## PART 1. SUGGESTED METHOD FOR IN SITU DETERMINATION OF DIRECT SHEAR STRENGTH

### SCOPE

1. (a) This test measures peak and residual direct shear strength as a function of stress normal to the sheared plane. Results are usually employed in limiting equilibrium analysis of slope stability problems or for the stability analysis of dam foundations [1-3\*].

(b) The inclination of the test block and system of applied loads is usually selected so that the sheared plane coincides with a plane of weakness in the rock, for example a joint, plane of bedding, schistosity or cleavage, or with the interface between soil and rock or concrete and rock [4].

(c) A shear strength determination should preferably comprise at least five tests on the same test horizon

with each specimen tested at a different but constant normal stress.

(d) In applying the results of the test, the pore water pressure conditions and the possibility of progressive failure must be assessed for the design case as they may differ from the test conditions.

### APPARATUS

2. (a) Equipment for cutting and encapsulating the test block, rock saws, drills, hammer and chisels, formwork of appropriate dimensions and rigidity, expanded polystyrene sheeting or weak filler, and materials for reinforced concrete encapsulation.

3. Equipment for applying the normal load (i.e. Fig. 1) including:

(a) Flat jacks, hydraulic rams or dead load of sufficient capacity to apply the required normal loads [5].

(b) A hydraulic pump if used should be capable of maintaining normal load to within 2% of a selected value throughout the test.

(c) A reaction system to transfer normal loads uniformly to the test block, including rollers or a similar

\* Numbers refer to Notes at the end of the text.

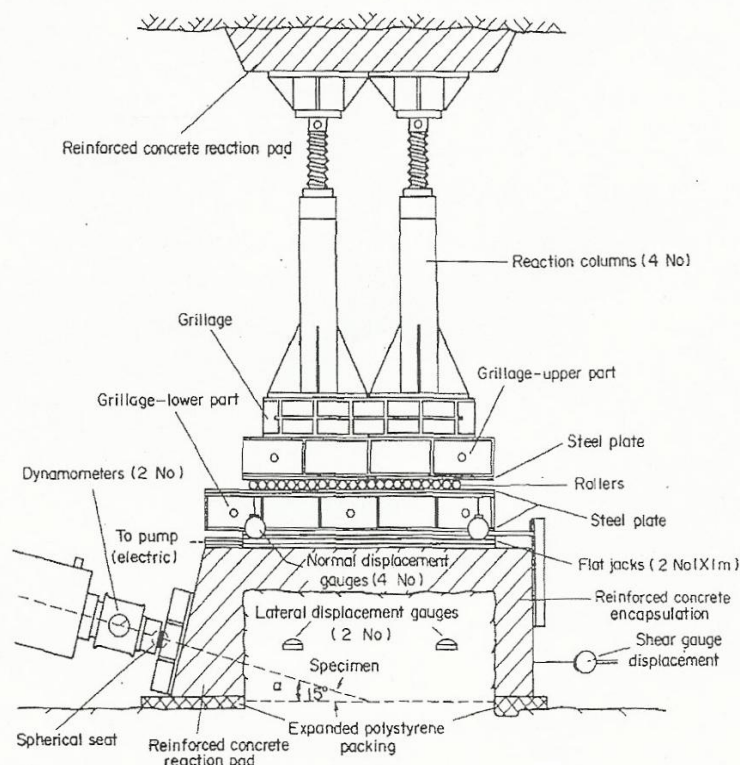


Fig. 1. Typical arrangement of equipment for *in situ* direct shear test.



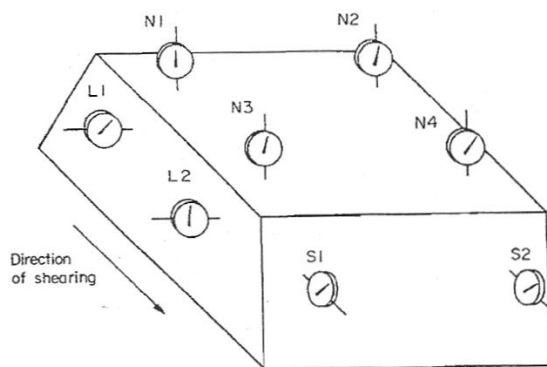


Fig. 2. Arrangement of displacement gauges: S1 and S2 for shear displacement, L1 and L2 for lateral displacement, N1-N4 for normal displacement.

low-friction device to ensure that at any given normal load the resistance to shear displacement is less than 1% of the maximum shear force applied in the test. Rock anchors, wire ties and turnbuckles are usually required to install and secure the equipment.

4. Equipment for applying the shear force (i.e. Fig. 1) including:

(a) One or more hydraulic rams [5] or flat jacks of adequate total capacity with at least 70 mm travel.

(b) A hydraulic pump to pressurize the shear force system.

(c) A reaction system to transmit the shear force to the test block. The shear force should be distributed uniformly along one face of the specimen. The resultant line of applied shear forces should pass through the centre of the base of the shear plane [6], with an angular tolerance of  $\pm 5^\circ$ .

5. Equipment for measuring the applied forces including:

(a) One system for measuring normal force and another for measuring applied shearing force with an accuracy better than  $\pm 2\%$  of the maximum forces reached in the test. Load cells (dynamometers) or flat jack pressure measurements may be used. Recent calibration data applicable to the range of testing should be appended to the test report. If possible the gauges should be calibrated both before and after testing.

6. Equipment for measuring shear, normal and lateral displacements:

(a) Displacements should be measured (for example using micrometer dial gauges [7]) at eight locations on the specimen block or encapsulating material, as shown in Fig. 2.

(b) The shear displacement measuring system should have a travel of at least 70 mm and an accuracy better than 0.1 mm. The normal and lateral displacement measuring systems should have a travel of at least 20 mm and an accuracy better than 0.05 mm. The measuring reference system (beams, anchors and clamps) should, when assembled, be sufficiently rigid to meet these requirements. Resetting of gauges during the test should if possible be avoided.

## PROCEDURE

### 7. Preparation:

(a) The test block is cut to the required dimensions (usually  $700 \times 700 \times 350$  mm) using methods that avoid disturbance or loosening of the block [8,9]. The base of the test block should coincide with the plane to be sheared and the direction of shearing should correspond if possible to the direction of anticipated shearing in the full-scale structure to be analysed using the test results. The block and particularly the shear plane should unless otherwise specified be retained as close as possible to its natural *in situ* water content during preparation and testing, for example by covering with saturated cloth. A channel approximately 20 mm deep by 80 mm wide should be cut around the base of the block to allow freedom of shear and lateral displacements.

(b) A layer at least 20 mm thick of weak material (e.g. foamed polystyrene) is applied around the base of the test block, and the remainder of the block is then encapsulated in reinforced concrete or similar material of sufficient strength and rigidity to prevent collapse or significant distortion of the block during testing. The encapsulation formwork should be designed to ensure that the load-bearing faces of the encapsulated block are flat (tolerance  $\pm 1$  mm) and at the correct inclination to the shear plane (tolerance  $\pm 2^\circ$ ).

(c) Reaction pads, anchors, etc., if required to carry the thrust from normal and shear load systems to adjacent sound rock, must be carefully positioned and aligned. All concrete must be allowed time to gain adequate strength prior to testing.

### 8. Consolidation:

(a) The consolidation stage of testing is to allow pore water pressures in the rock and filling material adjacent to the shear plane to dissipate under full normal stress before shearing. Behaviour of the specimen during consolidation may also impose a limit on permissible rate of shearing (see paragraph 9(c)).

(b) All displacement gauges are checked for rigidity, adequate travel and freedom of movement, and a preliminary set of load and displacement readings is recorded.

(c) Normal load is then raised to the full value specified for the test, recording the consequent normal displacements (consolidation) of the test block as a function of time and applied loads (Figs 3 and 4).

(d) The consolidation stage may be considered complete when the rate of change of normal displacement recorded at each of the four gauges is less than 0.05 mm in 10 minutes. Shear loading may then be applied.

### 9. Shearing:

(a) The purpose of shearing is to establish values for the peak and residual direct shear strengths of the test horizon [2]. Corrections to the applied normal load may be required to hold the normal stress constant; these are defined in paragraph 10(c).

(b) The shear force is applied either in increments or continuously in such a way as to control the rate of shear displacement.

DIRECT SHEAR TEST DATA SHEET

Client:		Project: Concrete Dam		Location: Alcántara		Loc. No.:		Block No.:	
TEST BLOCK SPECIFICATION		See drawings & photographs Nos.:							
General rock description, index properties and water conditions Phyllite, sound to moderately weathered		Normal conditions							
Description and index properties of surface to be sheared Dip:                      Dip direction:                      Roughness:                      Spacing of set:		Type: Filling & alteration:		Initial area A: 0.490 m <sup>2</sup>		<div style="text-align: center;"> <p>FORCES</p> <math display="block">P_n = P_{na} \sin \alpha</math> <math display="block">P_s = P_{sa} \cos \alpha</math> <math display="block">\tau = P_s / A</math> <math display="block">\alpha = 15^\circ</math> <math display="block">\delta_n \text{ (nominal)}</math> </div>			
Surface dimensions: 0.70 x 0.70									

i Time elapsed (min)	2 Applied normal force $P_n$		3 Normal displacement $\Delta_n$					4 Applied shear force $P_s$		5 Shear displacement $\Delta_s$		6 Contact area A (corrected) m <sup>2</sup>	7 $P_{na}$ (kN)	8 $\sigma_n$ (MPa)	9 $P_{sa}$ (kN)	10 $\tau$ (MPa)	
	Reading	Force (kN)	Reading				Average (mm)	Reading	Force (kN)	Reading							Average (mm)
			1	2	3	4				1	2						
10		196	0.100	0.070	0.130	0.070		0	0	0	-	0.490	196		0		
35		233	0.130	0.085	0.140	0.090		137	0.05	0.05	0.05		*		142		
48		270	0.050	0.065	0.285	0.290		275	0.55	0.35	0.45		*		284		
64		305	-0.200	0.010	0.435	0.495		412	1.35	1.10	1.22		*		426		
87		343	-0.710	-0.205	0.600	0.720		549	2.55	2.30	2.42		*		568		
109		380	-1.165	-0.445	0.680	0.650		686	3.90	3.50	3.70		*		710		
131		417	-1.675	-0.615	0.710	0.970		824	5.15	4.60	4.88		*		853		
154		453	-1.965	-0.745	0.720	1.050		961	6.10	5.50	5.80		*		995		
172		490	-2.245	-0.880	0.720	1.105		1098	7.20	6.50	6.85		*		1137		
189		527	-2.480	-1.055	0.695	1.165		1235	8.20	7.40	7.80		*		1279		
206		504	-2.750	-1.205	0.640	1.165		1373	9.45	8.45	8.95		*		1421		
234		601	-3.075	-1.505	0.465	1.100		1510	11.00	10.00	10.50		*		1563		
252		637	-3.350	-1.830	0.280	0.910		1647	12.45	11.40	11.92		*		1705		
264		674	-3.675	-2.185	0.050	0.720		1784	14.00	12.80	13.40		*		1847		
276		711	-4.005	-2.665	-0.290	0.360		1922	15.55	14.40	14.98		*		1989		
289		748	-4.585	-3.125	-0.890	-0.020		2059	17.60	16.45	17.02		*		2132		
293	Rupture	784	-4.975	-3.375	-1.250	-0.290		2196	20.00	19.55	19.78		*		2274		

Fig. 3. Example layout of direct shear test data sheet.

(c) Approximately 10 sets of readings should be taken before reaching peak strength (Figs 3 and 5). The rate of shear displacement should be less than 0.1 mm/min in the 10-minute period before taking a set of readings. This rate may be increased to not more than 0.5 mm/min between sets of readings provided that the peak strength itself is adequately recorded. For a 'drained' test, particularly when testing clay-filled dis-

continuities, the total time to reach peak strength should exceed  $6t_{100}$  as determined from the consolidation curve (see paragraph 10(a) and Fig. 4). If necessary the rate of shear should be reduced or the application of later shear force increments delayed to meet this requirement.

(d) After reaching peak strength, readings should be taken at increments of from 0.5 to 5 mm shear displacement as required to adequately define the force-displacement curves (Fig. 5). The rate of shear displacement should be 0.02–0.2 mm/min in the 10-minute

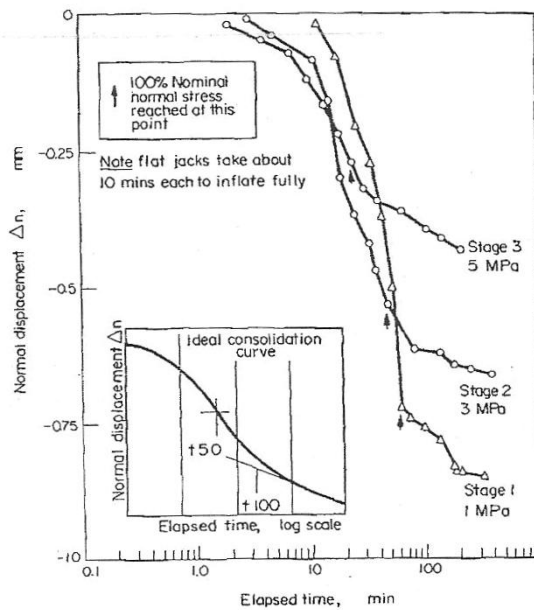
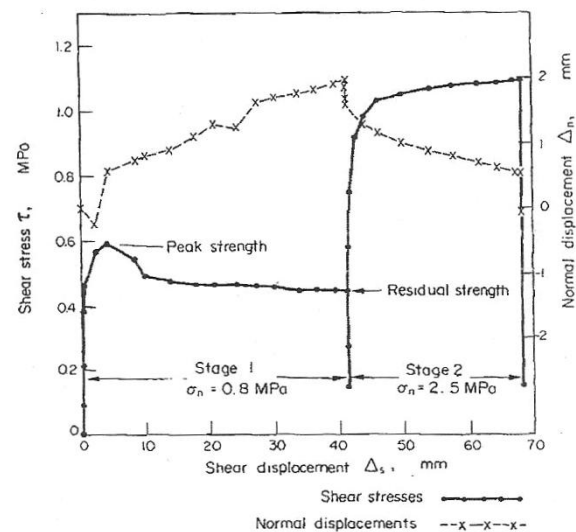
Fig. 4. Consolidation curves for a three-stage direct shear test, showing the construction used to estimate  $t_{100}$ .

Fig. 5. Shear stress-displacement graphs.

period before a set of readings is taken, and may be increased to not more than 1 mm/min between sets of readings.

(e) It may be possible to establish a residual strength value when the sample is sheared at constant normal stress and at least four consecutive sets of readings are obtained which show not more than 5% variation in shear stress over a shear displacement of 1 cm [11].

(f) Having established a residual strength the normal stress may be increased or reduced [12] and shearing continued to obtain additional residual strength values. The specimen should be reconsolidated under each new normal stress (see paragraph 8(d)) and shearing continued according to criteria given in paragraphs 9(c)–9(e) above.

(g) After the test the block should be inverted, photographed in colour and fully described (see paragraph 11). Measurements of the area, roughness, dip and dip direction of the sheared surface are required, and samples of rock, infilling and shear debris should be taken for index testing.

### CALCULATIONS

10. (a) A consolidation curve (Fig. 4) is plotted during the consolidation stage of testing. The time  $t_{100}$  for completion of "primary consolidation" is determined by constructing tangents to the curve as shown. The time to reach peak strength from the start of shear loading should be greater than  $6t_{100}$  to allow pore pressure dissipation [10].

(b) Displacement readings are averaged to obtain values of mean shear and normal displacements  $\Delta_s$  and  $\Delta_n$ . Lateral displacements are recorded only to evaluate specimen behaviour during the test, although if appreciable they should be taken into account when computing corrected contact area.

(c) Shear and normal stress are computed as follows:

$$\text{Shear stress } \tau = \frac{P_s}{A} = \frac{P_{sa} \cos \alpha}{A}$$

$$\text{Normal stress } \sigma_n = \frac{P_n}{A} = \frac{P_{na} + P_{sa} \sin \alpha}{A}$$

where

- $P_s$  = total shear force;  $P_n$  = total normal force,
- $P_{sa}$  = applied shear force;  $P_{na}$  = applied normal force,
- $\alpha$  = inclination of the applied shear force to the shear plane (if  $\alpha = 0$ ,  $\cos \alpha = 1$  and  $\sin \alpha = 0$ ),
- $A$  = area of shear surface overlap (corrected to account for shear displacement).

If  $\alpha$  is greater than zero the applied normal force should be reduced after each increase in shear force by an amount  $P_{sa} \sin \alpha$  in order to maintain the normal stress approximately constant. The applied normal force may be further reduced during the test by an amount

$$\frac{\Delta_s(\text{mm}) \times P_n}{700} \text{ to compensate for area changes.}$$

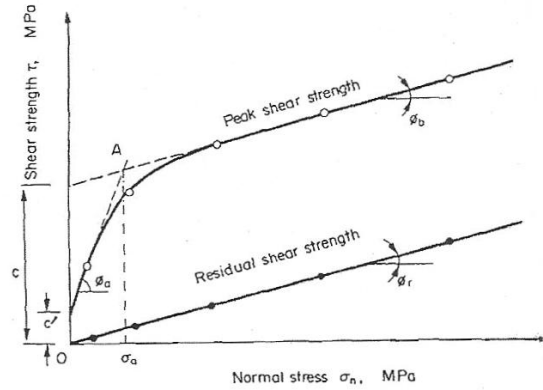


Fig. 6. Shear strength-normal stress graph.

(d) For each test specimen graphs of shear stress (or shear force) and normal displacement vs. shear displacement are plotted (Fig. 5), annotated to show the nominal normal stress and any changes in normal stress during shearing. Values of peak and residual shear strength and the normal stresses, shear and normal displacements at which these occur are abstracted from these graphs [2].

(e) Graphs of peak and residual shear strength vs. normal stress are plotted from the combined results for all test specimens. Shear strength parameters  $\phi_a$ ,  $\phi_b$ ,  $\phi_r$ ,  $c'$  and  $c$  are abstracted from these graphs as shown in Fig. 6.

$\phi_r$  = residual friction angle,

$\phi_a$  = apparent friction angle below stress  $\sigma_a$ ; point A is a break in the peak shear strength curve resulting from the shearing off of major irregularities on the shear surface. Between points 0 and A,  $\phi_a$  will vary somewhat; measure at stress level of interest. Note also  $\phi_a = \phi_u + i$ , where  $\phi_u$  is the friction angle obtained for smooth surfaces of rock on rock and angle  $i$  is the inclination of surface asperities.



$\phi_b$  = apparent friction angle above stress level  $\sigma_a$  (point A); note that  $\phi_a$  will usually be equal to or slightly greater than  $\phi_r$  and will vary somewhat with stress level; measure at the stress level of interest.

$c'$  = cohesion intercept of peak shear strength curve; it may be zero.

$c$  = apparent cohesion at a stress level corresponding to  $\phi_b$ .

### REPORTING OF RESULTS

11. The report should include the following:

(a) A diagram, photograph and detailed description of test equipment and a description of methods used for specimen preparation and testing. (Reference may be

length and an accuracy better than 0.1 mm. The normal and lateral displacement measuring systems should have a travel greater than 20 mm and an accuracy better than 0.05 mm. Resetting of gauges during the test should if possible be avoided. If electric transducers or an automatic recording system is used a recent calibration should be included in the report.

### PROCEDURE

#### 5. Preparation:

(a) The test horizon is selected and dip, dip direction and other relevant geological characteristics are recorded. Block or core specimens containing the test horizon are collected using methods selected to minimize disturbance, if possible in such a way as to retain natural water content. The specimen dimensions and the location of the test horizon within the block or core should if possible allow mounting without further trimming in the laboratory, and with sufficient clearance for adequate encapsulation [8]. The test plane should preferably be square with a minimum area of 2500 mm<sup>2</sup> [2]. The mechanical integrity of the specimens should be preserved by binding tightly with wire or tape which is to be left in position until immediately before testing.

(b) Specimens that are not encapsulated immediately for testing should be given a waterproof coating, labelled and packaged to avoid damage in transit to the laboratory. Fragile specimens require special treatment, for example packaging in polyurethane foam (Stimpson, B., Metcalfe, F. G., and Walton, G., 1970. *Q. J. Engng Geol.* 3, No. 2, p. 127).

(c) The protective packaging, with the exception of the steel wire, is removed and the block supported in one of the carriers so that the horizon to be tested is secured in the correct position and orientation. The encapsulating material is poured and, after this has set, the other half-specimen is encapsulated in a similar manner. A zone at least 5 mm either side of the shear horizon should be free from encapsulating material.

#### 6. Consolidation:

(a) The consolidation stage of testing is to allow pore water pressures in the rock and filling material adjacent to the shear plane to dissipate under full normal stress before shearing. Behaviour of the specimen during consolidation may also impose a limit on permissible rate of shearing (see paragraph 7(e)).

(b) Having mounted the specimen in the shear box, all gauges are checked and a preliminary set of load and displacement readings is recorded.

(c) Normal load is raised to the full value specified for the test, recording the consequent normal displacement (consolidation) of the specimen as a function of time and applied loads (Figs 3 and 4).

(d) The consolidation stage may be considered complete when the rate of change of normal displacement is less than 0.05 mm in 10 minutes. Shear loading may then be applied.

#### 7. Shearing:

(a) The purpose of shearing is to establish values for

the peak and residual direct shear strengths of the test horizon [2].

(b) The shear force may be applied in increments but is usually applied continuously in such a way as to control the rate of shear displacement.

(c) Approximately 10 sets of readings should be taken before reaching peak strength (Figs 3 and 5). The rate of shear displacement should be less than 0.1 mm/min in the 10-minute period before taking a set of readings. This rate may be increased to not more than 0.5 mm/min between sets of readings provided that the peak strength itself is adequately recorded. For a "drained" test [10] particularly when testing clay-filled discontinuities, the total time to reach peak strength should exceed  $6 t_{100}$  as determined from the consolidation curve (see paragraph 8(a) and Fig. 4). If necessary the rate of shear should be reduced or the application of later shear force increments delayed to meet this requirement.

(d) After reaching peak strength, readings should be taken at increments of from 0.5 to 5 mm shear displacement as required to adequately define the force-displacement curves (Fig. 5). The rate of shear displacement should be 0.02–0.2 mm/min in the 10-minute period before a set of readings is taken, and may be increased to not more than 1 mm/min between sets of readings.

(e) It may be possible to establish a residual strength value when the sample is sheared at constant normal stress and at least four consecutive sets of readings are obtained which show not more than 5% variation in shear stress over a shear displacement of 1 cm [11].

(f) Having established a residual strength the normal stress may be increased or reduced [12] and shearing continued to obtain additional residual strength values. The specimen should be reconsolidated under each new normal stress (see paragraph 6), and shearing continued according to criteria given in paragraphs 7(c) to 7(e) above.

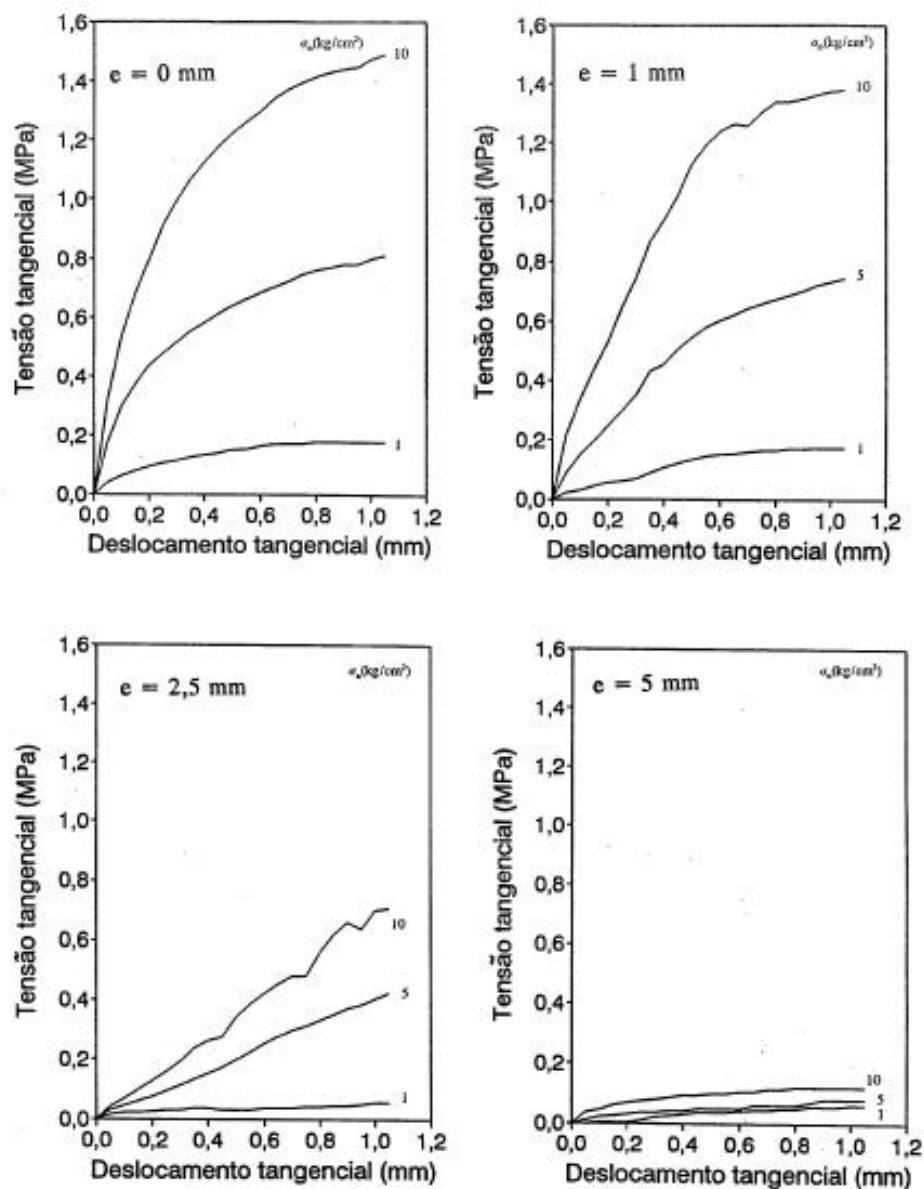
(g) After the test the shear plane should be exposed and fully described (see paragraph 9). The area of the shear surface is measured and photographs may also be required. Samples of rock, infilling and shear debris should be taken for index testing.

### CALCULATIONS

8. (a) A consolidation curve (Fig. 4) is plotted during the consolidation stage of testing. The time  $t_{100}$  for completion of "primary consolidation" is determined by constructing tangents to the curve as shown. The time to reach peak strength from the start of shear loading should be greater than  $6 t_{100}$  to allow pore pressure dissipation [10].

(b) Displacement readings are averaged to obtain values of mean shear and normal displacements  $\Delta_s$  and  $\Delta_n$ . Lateral displacements are recorded only to evaluate specimen behaviour during the test, although if appreciable they should be taken into account when computing corrected contact area.

**Anexo 2 – Estudos Relativos a Pavimentos Semi-Rígidos –  
Dimensionamento e Observação de Luís Manuel Trindade Quaresma**



*figura 4.5 - Ensaio de deslizamento do provete P1*



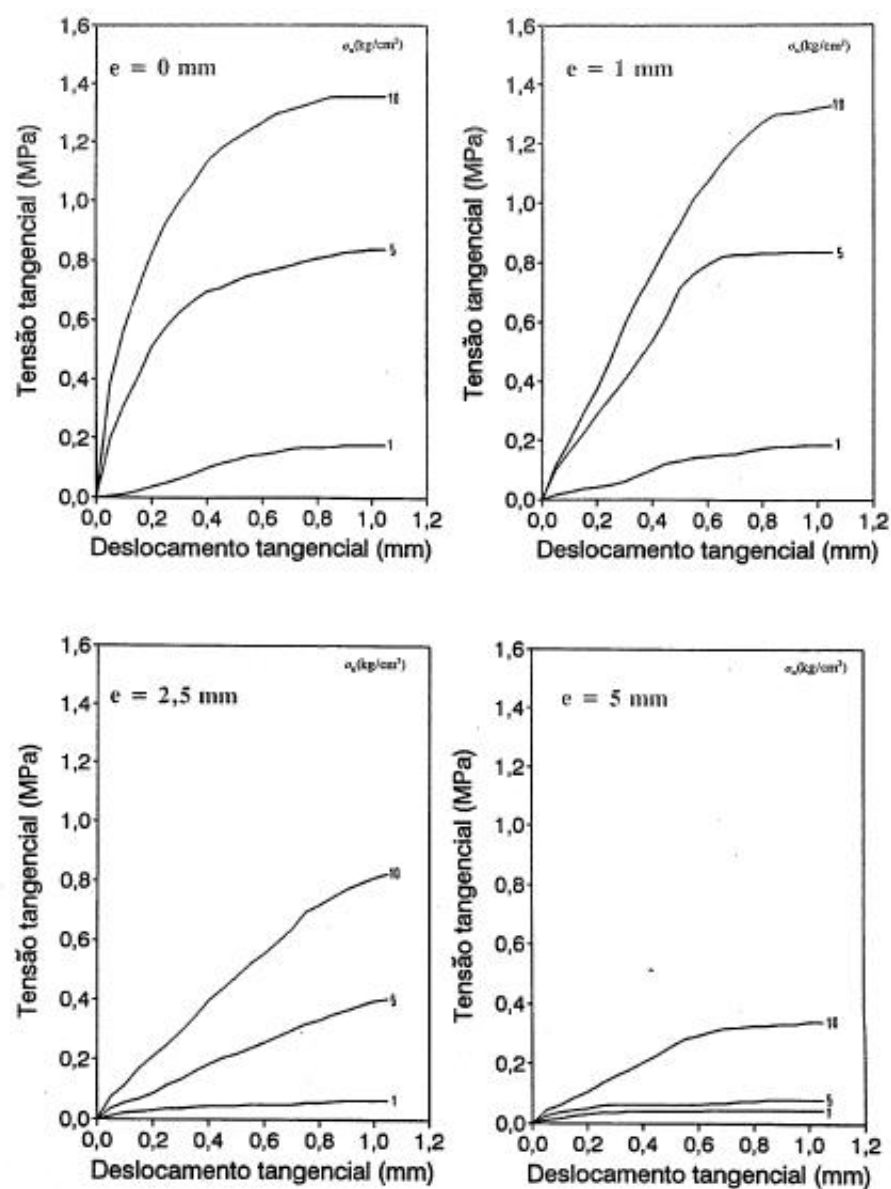


figura 4.6 - Ensaio de deslizamento do provete P2

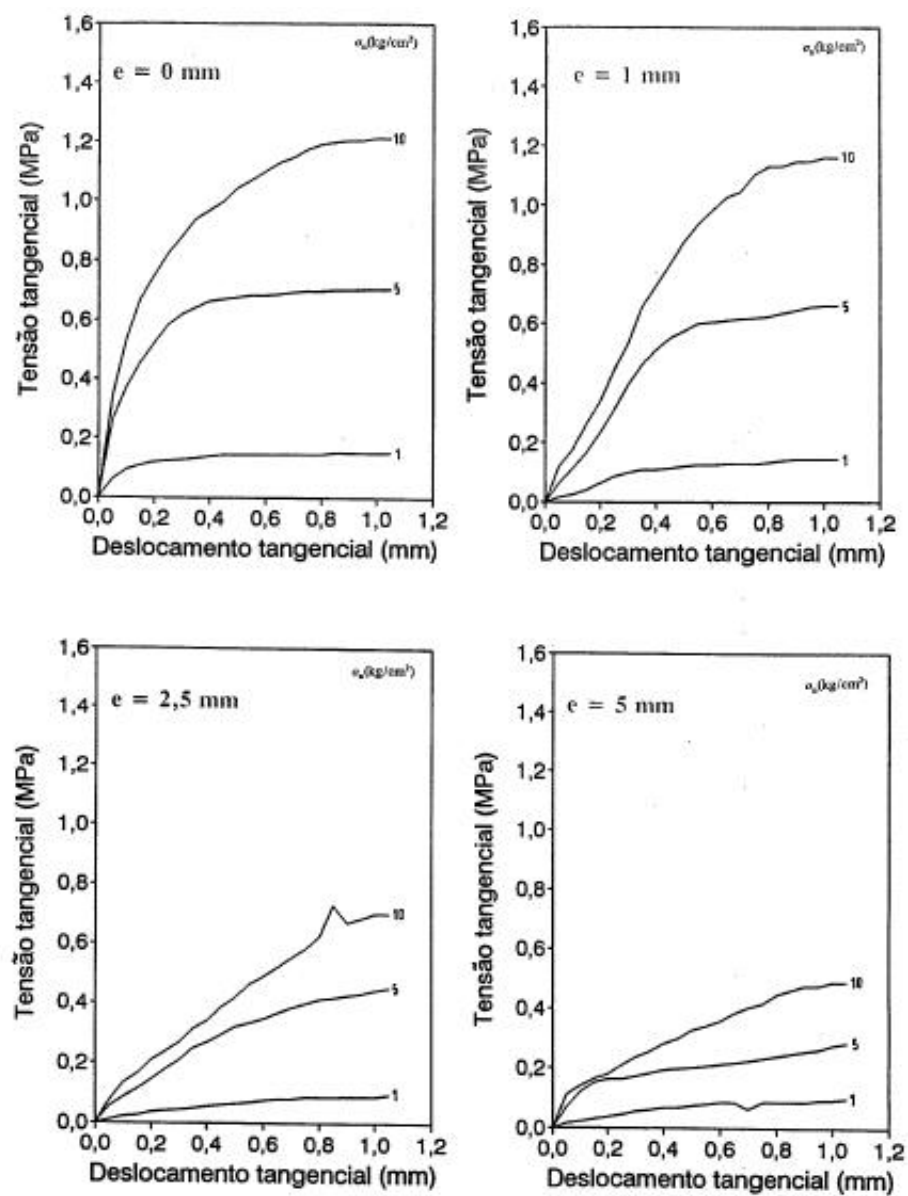


figura 4.7 - Ensaio de deslizamento do provete P3

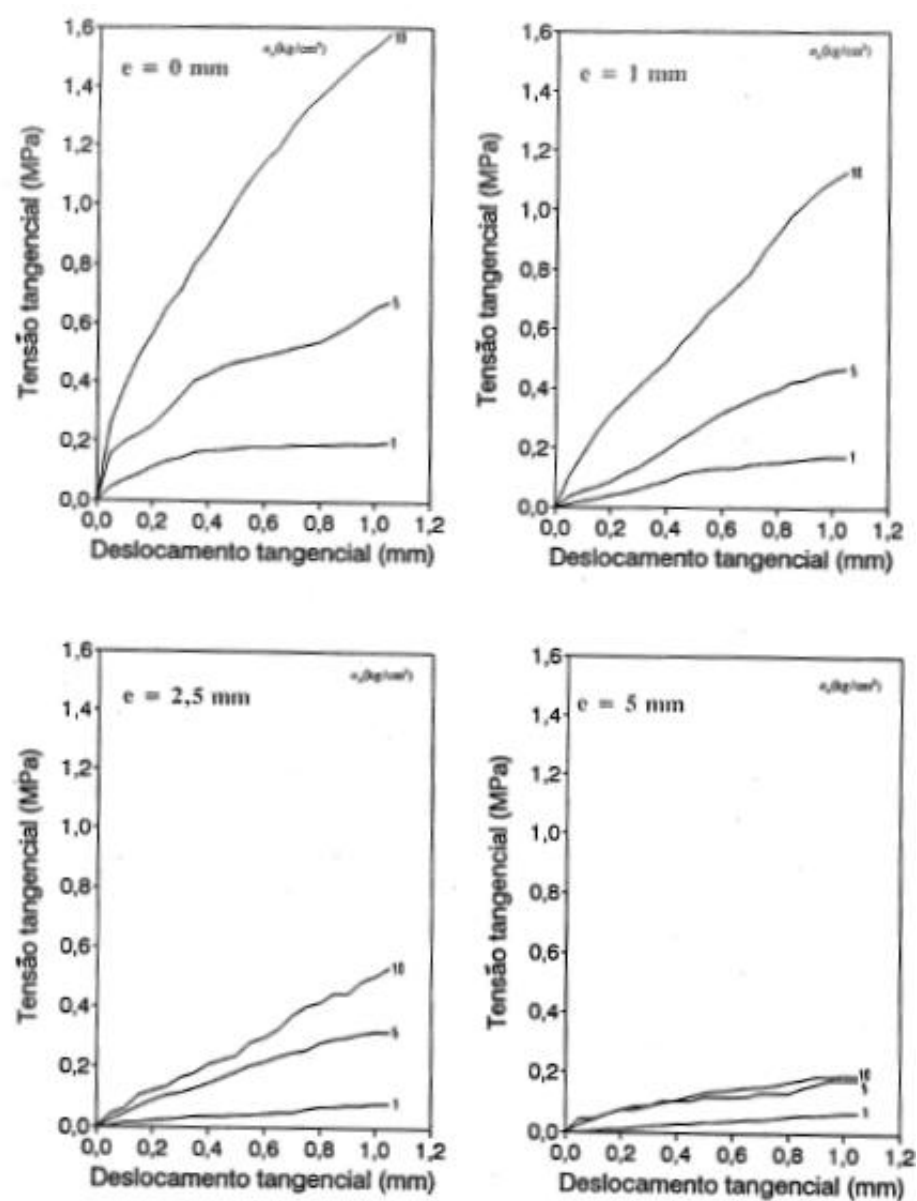


figura 4.10 - Ensaio de deslizamento do provete P6



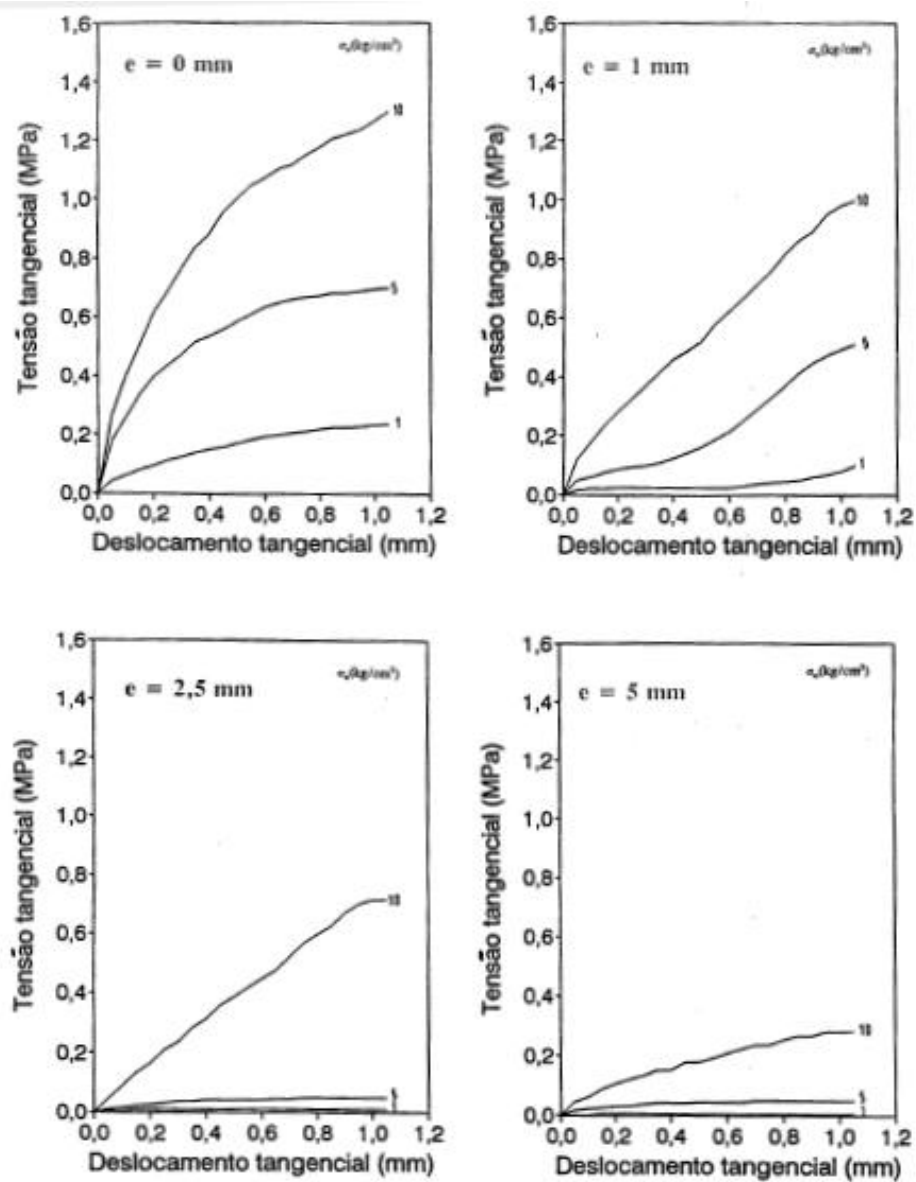


figura 4.11 - Ensaio de deslizamento do provete P7